691.7
J25e

Sammlung Göschen

# Eisenkonstruktionen im Hochbau

Kurzgefaßtes Handbuch für den praktischen Gebrauch

Von

Georg Janetzky

Mit 175 Abbildungen
und 14 durchgerechneten Beispielen

322

THE UNIVERSITY
OF ILLINOIS
LIBRARY
691.7
J25e

**Graphische Statik** mit besonderer Berücksichtigung der Einflußlinien von Dipl.-Ing. Otto Henkel. 2 Bände. Mit 207 Figuren . . . . . Nr. 603, 695

**Statische Berechnung des Bautechnikers** von Dipl.-Ing. Walter Selckmann.

I. Die statische Untersuchung der Bauteile des einfachen Wohnhauses. Mit 174 Figuren . . . . . Nr. 784

II. Die zusammengesetzte Festigkeit. Die statische Untersuchung des eisernen Dachbinders. Die Standsicherheit. Mit 122 Figuren . . . . . Nr. 785

**Festigkeitslehre** von Prof. W. Hauber. Mit 56 Figuren. Nr. 288

**Aufgabensammlungen zur Festigkeitslehre mit Lösungen** von Dipl.-Ing. R. Haren. Mit 42 Figuren . . . Nr. 491

**Hydraulik** von Prof. W. Hauber. Mit 44 Figuren . . . . Nr. 397

**Kinematik** von Dipl.-Ing. Hans Polster. Mit 76 Figuren Nr. 584

**Elastizitätslehre für Ingenieure.** I. Grundlagen und Allgemeines über Spannungszustände, Zylinder, Ebene Platten, Torsion, Gekrümmte Träger von Prof. Dr.-Ing. Max Enßlin. Mit 60 Figuren . . . . . Nr. 519

en von H. Becker, neubearbeitet
. Mit 290 Figuren und 23 Tafeln Nr. 58
en von Prof. J. Vonderlinn. Mit
. . . . . Nr. 236
Rechtwinklige und schiefwinklige
Axonometrie. f. J. Vonderlinn. Mit 121 Figuren Nr. 260

**Zentral-Perspektive** von Hans Freyberger, neubearbeitet von Prof. J. Vonderlinn. Mit 132 Figuren . . . . . Nr. 57

**Darstellende Geometrie** von Prof. Dr. Robert Haußner.
I. Mit 110 Figuren . . . . . Nr. 142
II. Mit 88 Figuren . . . . . Nr. 143

**Die Baustoffkunde** von Prof. H. Haberstroh. Mit vielen Figuren. . . . . Nr. 506, 853, 854

**Vermessungskunde** von Prof. Dipl.-Ing. P. Werkmeister.
I. Feldmessen und Nivellieren. Mit 146 Figuren . . . Nr. 468
II. Der Theodolit. Trigonometr. und barometrische Höhenmessung. Tachymetrie. Mit 109 Figuren . . . Nr. 469

**Das Veranschlagen im Hochbau.** Kurzgefaßtes Handbuch über das Wesen des Kostenanschlages von Architekt B. D. A. Emil Beutinger. Mit 16 Figuren . . . . . Nr. 385

**Die Kostenberechnung im Ingenieurbau** von Professor E. Kuhlmann und Dr.-Ing. H. Nitzsche. Mit 5 Tafeln . . Nr. 750

**Bauführung** von Architekt B. D. A. Emil Beutinger. Mit 20 Figuren . . . . . Nr. 399

**Maurer- und Steinhauerarbeiten** von Prof. Dipl.-Ing. W. Becker.
I. Mauern und Maueröffnungen; Fundamente. Mit 168 Figuren . . . . . Nr. 419
II. Gewölbe und Gurtbogen, Steinerne Fußböden u. Treppen. Mit 185 Figuren . . . . . Nr. 420
III. Putz- und Stuckarbeiten, Wandbekleidungen u. Steingesimse. Mit 73 Figuren . . . . . Nr. 421

**Schlosserarbeiten** von Prof. E. Viehweger. 2 Bände. Mit zahlreichen Figuren . . . . . Nr. 761, 762

**Eisenkonstruktionen im Hochbau** von Ing. Georg Janetzki. Mit 175 Abb. . . . . Nr. 322

**Zimmerarbeiten** von Prof. Carl Opitz.
I. Allgemeines, Balkenlagen, Zwischendecken u. Deckenbildungen, hölzerne Fußböden, Fachwerkswände, Hänge- und Sprengewerke. Mit 169 Figuren . . . . Nr. 489
II. Dächer, Wandbekleidungen, Simsschalungen, Block-, Bohlen- und Bretterwände, Zäune, Türen, Tore, Tribünen und Baugerüste. Mit 167 Figuren . . . . Nr. 490

**Tischler- (Schreiner-) Arbeiten** von Prof. E. Viehweger.
I. Materialien, Handwerkszeuge, Maschinen, Einzelverbindungen, Fußböden, Fenster, Fensterladen, Treppen, Aborte. Mit 628 Figuren auf 75 Tafeln . . . . . Nr. 502
II. Türen und Tore, Anordnung und Konstruktion, Haustüren, Tore, Balkontüren, Flurtüren. Mit 296 Figuren auf 105 Tafeln . . . . . Nr. 503
III. Innere Türen, Pendeltüren, Schiebetüren, Drehtüren, Wandverkleidungen, Decken. Mit 323 Figuren auf 98 Tafeln . . . . . Nr. 755

**Der Eisenbetonbau** von Regierungsbaumeister K. Rößle. Neubearbeitet von Dipl.-Ing. O. Henkel. Mit 77 Figuren. Nr. 349

**Heizung und Lüftung** von Ingenieur Johannes Körting.

I. Das Wesen und die Berechnung der Heizungs- und Lüftungsanlagen. Mit 34 Figuren . . . . . Nr. 342

II. Ausführung der Heizungs- und Lüftungsanlagen. Mit 191 Figuren . . . . . Nr. 343

**Entwässerung und Reinigung der Gebäude** von Dipl.-Ing. Wilhelm Schwaab. Mit 92 Figuren . . . . . Nr. 822

**Gas- und Wasserversorgung** von Dipl.-Ing. W. Schwaab. Mit vielen Figuren . . . . . Nr. 412

**Wohnhäuser** von Reg.-Baumeister Kurt Gabriel.

I. Anlage und Konstruktion des Wohnhauses. Mit 91 Figuren . . . . . Nr. 839

II. Die Räume des Wohnhauses. Mit 44 Figuren . . . Nr. 840

**Gasthäuser und Hotels** von Architekt Max Wohler.

I. Die Bestandteile und die Einrichtung des Gasthauses. Mit 70 Figuren . . . . . Nr. 525

II. Die verschiedenen Arten v. Gasthäusern. Mit 82 Fig. Nr. 526

**Geschäfts- u. Warenhäuser** von Baurat H. Schliepmann.

I. Vom Laden zum „Grand Magasin". Mit 23 Figuren. Nr. 655

II. Die weitere Entwicklung d. Kaufhäuser. Mit 39 Figuren. Nr. 656

**Industrielle und gewerbliche Bauten** (Speicher, Lagerhäuser und Fabriken) von Architekt Heinrich Salzmann.

I. Allgemeines über Anlage und Konstruktion der industriellen und gewerblichen Bauten . . . . . Nr. 511

II. Speicher und Lagerhäuser. Mit 121 Figuren . . . . Nr. 512

**Ländliche Bauten** von Baurat Ernst Kühn.

I. Kultus- und Gemeinde-Bauten. Mit 64 Figuren . . Nr. 758

II. Das landwirtschaftliche Gehöft der Gegenwart. Mit 61 Figuren . . . . . Nr. 759

III. Landhäuser, Ferienhäuser, Arbeiterwohnungen, Gasthäuser und Wohnhäuser mit gewerblichen Anlagen. Mit 77 Figuren . . . . . Nr. 760

**Militärische Bauten** von Regierungsbaumeister R. Lang.

I. Mit 59 Figuren . . . . . Nr. 626

**Die Baukunst des Schulhauses** von Prof. Dr.-Ing. Ernst Vetterlein.

I. Das Schulhaus. Mit 38 Figuren . . . . . Nr. 443

II. Die Schulräume — Die Nebenanlagen. Mit 31 Figuren Nr. 444

**Märkte und Markthallen für Lebensmittel** von Städt. Baurat Richard Schachner.

I. Zweck und Bedeutung von Märkten und Markthallen, ihre Anlage und Ausgestaltung . . . . . Nr. 719

II. Markthallenbauten. Mit zahlreichen Figuren . . . . Nr. 720

**Öffentliche Bade- und Schwimmanstalten** von Stadt-Oberbaurat Dr. Carl Wolff. Mit 50 Figuren . . . . . Nr. 380

**Sportanlagen** von Prof. Dr. phil. und Dr.-Ing. E. Schmitt.

I. Mit 78 Figuren . . . . . Nr. 684

---

Weitere Bände sind in Vorbereitung

Sammlung Göschen

# Eisenkonstruktionen im Hochbau

## Kurzgefaßtes Handbuch für den praktischen Gebrauch

Von

**Georg Janetzky**

Ingenieur in Neuwied a. Rh.

Mit 175 Abbildungen
und 14 durchgerechneten Beispielen

Berlin und Leipzig
Vereinigung wissenschaftlicher Verleger
Walter de Gruyter & Co.
vormals G. J. Göschen'sche Verlagshandlung — J. Guttentag, Verlagsbuchhandlung — Georg Reimer — Karl J. Trübner — Veit & Comp.
1922

Alle Rechte, insbesondere das Übersetzungsrecht,
von der Verlagshandlung vorbehalten.

Druck von
C. G. Röder G. m. b. H., Leipzig.
924322.

# Inhaltsverzeichnis.


| | Seite |
|---|---|
| I. Niet- und Schraubenverbindungen | 7 |
| II. Trägerlagen für Wohn- und Geschäftshäuser | |
| 1. Walzträger | 9 |
| 2. Blechträger | 13 |
| a) Die Nietung der Gurtungen | 13 |
| b) Das Stehblech | 14 |
| c) Der Stehblechstoß | 16 |
| d) Gurtplatten- und Winkelstoß | 17 |
| 3. Besondere Belastungsfälle von Balkenträgern | |
| a) Kragträger und freiaufliegende Balken auf zwei Stützen | 21 |
| b) Durchlaufender Balken | 24 |
| III. Auflager | 24 |
| IV. Druckstäbe und Stützen | 27 |
| A) Flußeisen | 27 |
| 1. Geschlossene Stäbe | 27 |
| a) Zentrische Belastung | 28 |
| b) Exzentrische Belastung | 29 |
| c) Quergerichteter Kraftangriff | 29 |
| 2. Gegliederte Stäbe | 30 |
| a) Rahmenstab | 30 |
| b) Vergitterter Stab | 31 |
| 3. Der Stützenfuß | 37 |
| B) Gußeisen | 39 |
| V. Säulen-Fußplatte und Verankerung | 40 |
| VI. Fundamente | 45 |
| VII. Decken | 49 |
| VIII. Dacheindeckungen | 54 |
| IX. Dachrinnen, Abfallrohre und Abdichtungen | 56 |
| X. Glasdächer | |
| 1. Das äußere Glasdach | 59 |
| a) Kittverglasung | 60 |
| b) Kittlose Verglasung | 60 |
| 2. Die innere Glasdecke | 62 |


520985

Seite

XI. Dachlatten . . . . . 63
Berechnung einer Winkeleisenlatte . . . . . 63
XII. Sparren . . . . . 66
XIII. Fetten . . . . . 68
1. Aufnahme des Dachschubes . . . . . 69
2. Durchbiegung der Fetten ohne Gelenke . . . . . 72
3. Gelenkfetten und deren Durchbiegung . . . . . 73
XIV. Dachbinder
1. Entwicklung der Dachbinderform . . . . . 76
2. Gesichtspunkte für die Konstruktion der Binder und Verbände 79
XV. Das photographische Atelier . . . . . 80
XVI. Gewächshäuser . . . . . 82
XVII. Treppen . . . . . 86
1. Stufen . . . . . 86
2. Wangen . . . . . 88
3. Geländer . . . . . 88
XVIII. Leitern . . . . . 89
XIX. Eisenfachwände . . . . . 90
1. Wände für 1/2 Stein starke Ziegelausmauerung . . . . . 91
2. Wände für Schwemmsteinmauerwerk . . . . . 94
3. Wände für Wellblechverkleidung . . . . . 94
4. Wände für Holzverkleidung . . . . . 94
XX. Türen und Tore . . . . . 94
1. Schiebetore . . . . . 96
2. Drehtore . . . . . 96
3. Umgrenzung des lichten Raumes für Haupt- und vollspurige Nebenbahnen . . . . . 98
XXI. Fenster . . . . . 99
XXII. Freitragende Wellblechdächer . . . . . 99
XXIII. Kranbahnen
1. Kranlaufschienen . . . . . 103
2. Berechnungsgrundlagen . . . . . 106
3. Konstruktion . . . . . 108
XXIV. Gebäude auf unsicherem Baugrund . . . . . 110
XXV. Gebäude auf sicherem Baugrund . . . . . 112
XXVI. Berechnung von Hallen mit unten eingespannten Stützen . . . . . 112
XXVII. Belichtung . . . . . 120
XXVIII. Entlüftung . . . . . 122

# Literaturverzeichnis.


Andrée, W. L., Die Statik des Eisenbaues. München uud Berlin 1917.

—, Die Statik des Kranbaues. München und Berlin 1915.

—, Das B-U-Verfahren. München und Berlin 1919.

Elwitz, E., Die Lehre von der Knickfestigkeit, I. Hannover 1919.

Föppl, A., Vorlesungen über techn. Mechanik, II u. III. Leipzig 1903.

Förster, M., Die Eisenkonstruktionen d. Ingenieur-Hochbauten. Leipzig 1906.

Grages-Barkhausen, Zahlenbeispiele z. stat. Berechnung von Brücken und Dächern. Wiesbaden 1908.

Otzen-Barkhausen, Anhang z. d. Zahlenbeispielen. Entwicklung und Erläuterung der benutzten Gleichungen. Wiesbaden 1909.

Jordan u. Michel, Die künstlerische Gestaltung von Eisenkonstruktionen. Berlin 1913.

Lauenstein, Die Eisenkonstruktionen des Hochbaues, I u. II.

—, Die graphische Statik. Leipzig 1914.

Meyer, G. A., Eisenbauten, ihre Geschichte und Ästhetik. Eßlingen 1907.

Müller-Breslau, H.F.B., Statik der Baukonstruktiouen, I, II u. III. Leipzig 1908.

—, Die neueren Methoden d. Festigkeitslehre. Leipzig 1904.

Otzen, R., Praktische Winke z. Studium der Statik. Wiesbaden.

Ritter, W., Anwendungen d. graphischen Statik, I, II, III u. IV. Zürich 1906.

Schlink, Statik der Raumfachwerke. Leipzig u. Berlin 1907.

Sonntag, R., Biegung, Schub und Scherung. Berlin.

Vianello, L., Der Eisenbau. München u. Berlin 1912.

Weiske, P., Kerntheorie und Dachpfettenberechnung. Stuttgart 1902.

Zschetsche, Baustatik, I. Düsseldorf 1912.

Zeitschrift Der Eisenbau, I bis XII. Leipzig 1910—1921.

— Der Bauingenieur, I. Berlin 1920—1922.

## I. Niet- und Schraubenverbindungen.

Nietverbindungen werden nach der Scherspannung bzw. dem Lochwanddruck berechnet. Die zulässige Scherspannung beträgt $\sigma_s = 0{,}8 \cdot \sigma$ bis $0{,}9 \cdot \sigma$, höchstens 1,00 t/cm² ($\sigma$ = zulässige Zugbeanspruchung) und der zulässige Lochwanddruck $\sigma_l = 2 \cdot \sigma_s$.

Man unterscheidet einschnittige und zweischnittige Vernietungen (Abb. 1), je nachdem ein Niet in einem oder in

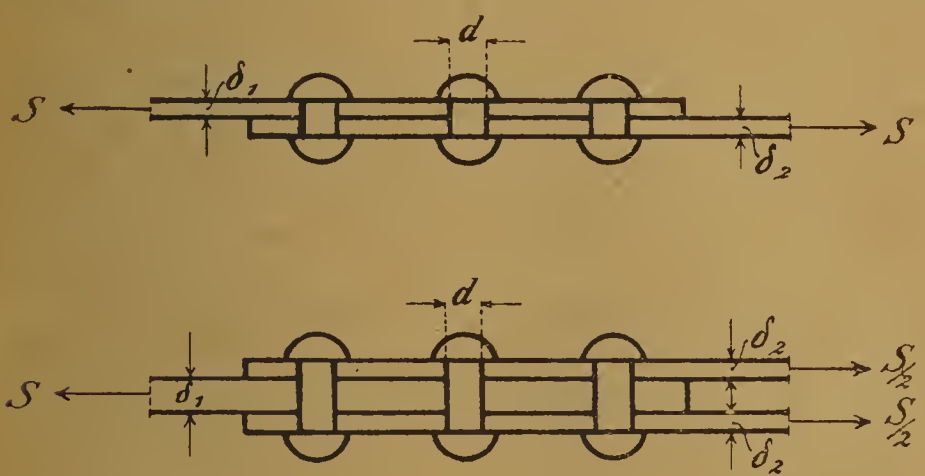



Abb. 1.

zwei Querschnitten abgeschert werden könnte. Bei einschnittiger Nietung ist die Scherfläche $F_s = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$ und die Lochwandfläche $F_l = d \cdot \delta_{min}$. Bei zweischnittiger Nietung sind zwei Scherflächen vorhanden, also $F_s = 2\,\frac{\pi d^2}{4}$; die Lochwandfläche ist $F_l = d \cdot \delta_1$ bzw. $2 \cdot d \cdot \delta_2$.

Die Tragkraft eines Nietes ist:

$$P = F_s \cdot \sigma_s \quad \text{bzw.} \quad P = F_l \cdot \sigma_l, \qquad (1)$$

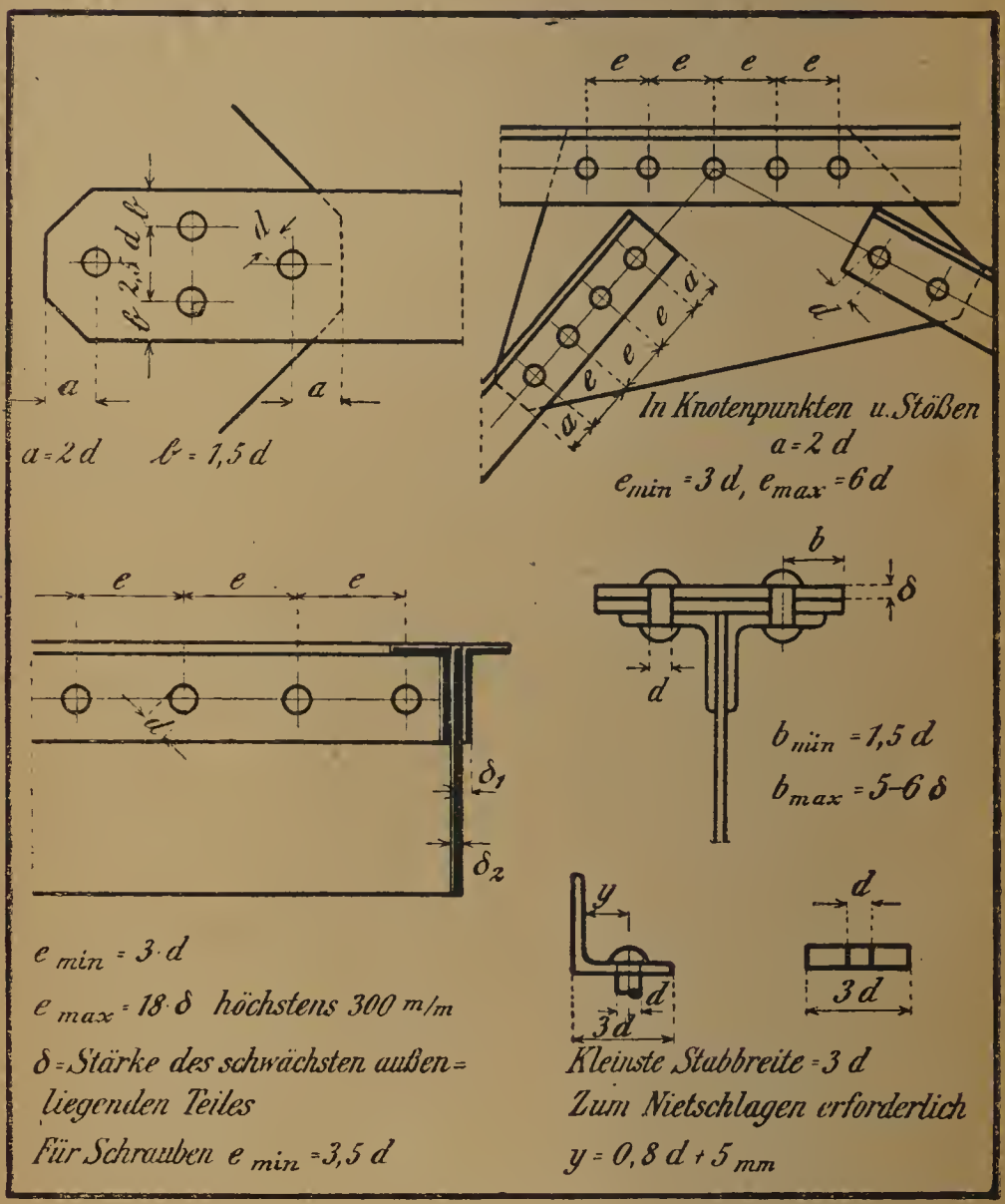



Abb. 2.

der kleinere der beiden Werte ist der Berechnung zugrunde zu legen.

Jede Kraftübertragung sollte durch mindestens zwei Niete erfolgen, auch wenn rechnerisch ein Niet genügt. Mehr als

fünf Niete soll man nicht hintereinander in der Kraftrichtung anordnen, besser weniger und die Niete gegeneinander versetzen.

Die Schenkel oder Flanschen steifer Profile sollen möglichst für sich angeschlossen werden; auch ist anzustreben, daß der Schwerpunkt des Nietbildes mit dem Schwerpunkt des anzuschließenden Stabes zusammenfällt (zentrischer Anschluß). Durch exzentrischen Nietanschluß entstehen Zusatzspannungen, welche beträchtliche Werte erreichen können.

Die gebräuchlichen Nietdurchmesser sind: 10, 13, 16, 20, 23 und 26 mm; als Nietstärke gilt der Durchmesser des Nietloches. Durch den Normenausschuß der deutschen Industrie sind Normalniete in Vorschlag gebracht für Lochdurchmesser von 11, 14, 17, 20, 23, 26 mm und mehr von 3 zu 3 mm steigend.

Es ist immer vorteilhaft, für ein und dasselbe Bauwerk sowenig wie möglich verschiedene Nietdurchmesser anzuwenden. Die Länge des Nietschaftes betrage höchstens $5 \cdot d$, bei größeren Eisendicken sind gedrehte Schrauben anzuordnen. Auch sind Schrauben zu verwenden, falls der Nietkopf wegen Unzugänglichkeit nicht geschlagen werden kann, oder auch wenn im Schaft nennenswerte Zugkräfte auftreten können. Über Nietabstände, Teilungen usw. sind in der Abb. 2 auf Seite 8 allgemeine Angaben enthalten.

Schraubenverbindungen werden ebenso wie Nietverbindungen berechnet, jedoch tritt an Stelle des Nietquerschnittes der Kernquerschnitt der Schraube. Die zulässige Scherspannung beträgt bis 0,750 t/cm² und die Zugbeanspruchung 0,800 t/cm².

## II. Trägerlagen für Wohn- und Geschäftshäuser.

### 1. Walzträger.

Als Deckenträger werden gewöhnlich gewalzte I-Träger verwendet, deren gegenseitiger Abstand von der Art der Deckenkonstruktion abhängig ist. Wenn kein Sonderfall vor-

liegt, so ist mit gleichmäßig verteilter Belastung zu rechnen. Das Eigengewicht des Trägers und der Decke, sowie die Nutzlast bilden die Belastung $Q$; bei der Freilage $l$ erhält man das Biegungsmoment zu

$$M = \frac{Q \cdot l}{8}.$$

Ein Träger mit dem Widerstandsmoment „$W$“ wird beansprucht mit

$$\sigma = \frac{M}{W}.$$

Es ist wichtig, sich stets von der Durchbiegung zu überzeugen! Bei gleichmäßig verteilter Belastung erhält man, bei Verwendung von Flußeisen, den Biegungspfeil in Trägermitte zu

$$f = \frac{\sigma \cdot l^2}{h}; \qquad (2)$$

hierbei ist $l$ in m, $\sigma$ in t/cm² und die Trägerhöhe $h$ in cm einzusetzen, wobei sich $f$ in cm ergibt.

Beispiel. Freilage der Decke = 6,0 m, Trägerabstand = 1,4 m, Belastung = 550 kg/m², somit $Q = 6{,}0 \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}55 = 4{,}62$ t. $M = 4{,}62 \frac{600}{8} = 347$ tcm. Verwendet wird $\mathrm{I}\,NP$ Nr. 24 mit $W = 353$ cm³, $\sigma = \frac{347}{353} = 0{,}983$ t/cm², $h = 24$ cm. Die Durchbiegung ist $f = \frac{0{,}983 \cdot 6{,}0^2}{24} = 1{,}47$ cm.

Greift eine Einzellast in Trägermitte an, so ist $M = \frac{P \cdot l}{4}$ und mit denselben Einheiten wie bei Gl. (2)

$$f = \frac{\sigma \cdot l^2}{h} \cdot 0{,}775. \qquad (3)$$

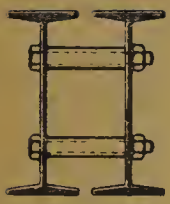


Abb. 3.

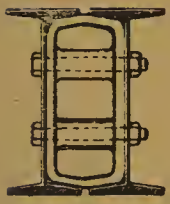


Abb. 4a.

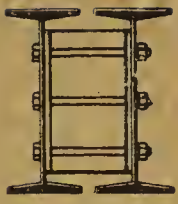


Abb. 4b.

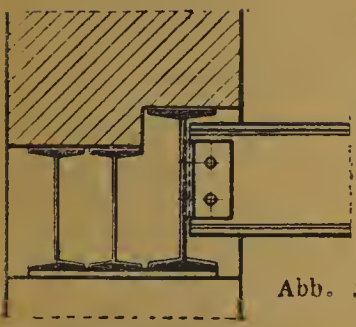


Abb. 5a.

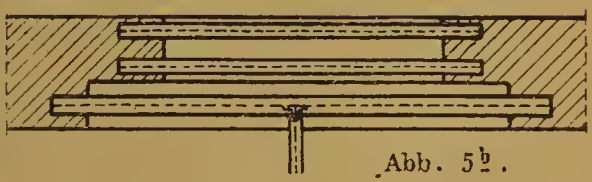


Abb. 5b.

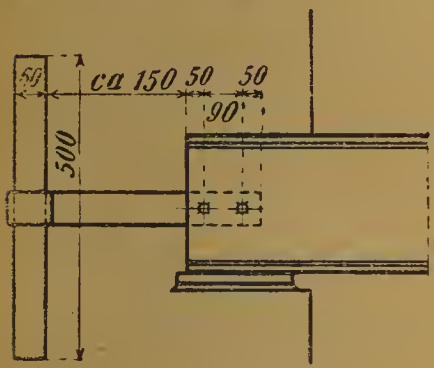



Abb. 6a.

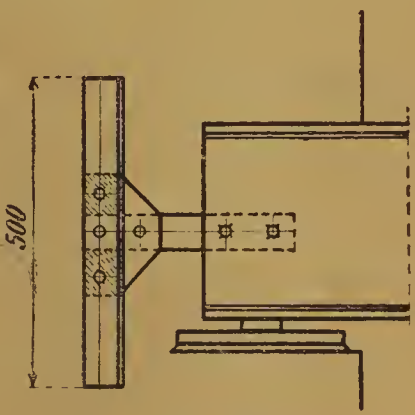



Abb. 6b.

Abb. 7a.

Abb. 7b

Abb. 7c.

Abb. 7d.

Träger über Maueröffnungen werden meist aus zwei oder mehreren nebeneinanderliegenden I-Trägern angeordnet, je nach Mauerdicke und Belastung. Sind die Trägerprofile gleich und ist gleiche Belastung der einzelnen Träger gewährleistet, so genügt als Querverbindung die Anordnung von Schraubenbolzen mit zwischengesetztem Gasrohr (Abb. 3). Ist eine gleiche Belastung der Träger nicht sicher gewährleistet, so sind gußeiserne Zwischenstücke (Kupplungen) nach Abb. 4a zu verwenden. Diese Querverbindungen werden in Abständen von ca. 2,0 m angeordnet. Statt der gußeisernen Zwischenstücke verwendet man auch solche aus einem [- oder I-Eisen nach Abb. 4b.

Die Verwendung verschieden hoher Profile zum gemeinschaftlichen Tragen ist möglichst zu vermeiden, da hier das Material nicht voll ausgenützt werden kann. Die Verkupplung verschieden hoher Träger muß so beschaffen sein, daß jedes Profil die gleiche Durchbiegung mitmachen muß. Der Anteil $M_n$ von dem Gesamtbiegungsmoment $M$, der auf einen einzelnen Träger entfällt, ist dann:

$$M_n = M \cdot \frac{J_n}{\Sigma J} \cdot \qquad (4)$$

Beispiel: Freilage = 5,0 m, gleichmäßig verteilte Totallast $Q = 23$ t, daher $M = 23{,}0 \cdot \frac{500}{8} = 1438$ tcm. Es kommen 2 I *NP* Nr. 28 und 1 I *NP* Nr. 20 zur Verwendung. Ein I 28 hat $W = 542$ cm³ und $J = 7587$ cm⁴, der I 20 hat $W = 214$ cm³ und $J = 2142$ cm⁴; demnach $\Sigma J = 2 \cdot 7587 + 2142 = 17316$ cm⁴. Von dem Gesamtbiegungsmoment entfällt auf einen Träger *NP* 28: $M_{28} = \frac{7587}{17316} \cdot M = 0{,}438\ M = 630$ tcm, somit dessen Beanspruchung $\sigma = \frac{630}{542} = 1{,}162$ t/cm². Der Anteil des I *NP* 20 beträgt $M_{20} = \frac{2142}{17316} \cdot M = 0{,}124 \cdot M = 178$ tcm, daher $\sigma = \frac{178}{214} = 0{,}831$ t/cm².

Bei der Überspannung ungleich großer Öffnungen in einer Mauer berechnet man am besten jeden Träger einzeln für die auf ihn entfallende Last und erhält so die beste Materialausnutzung (Abb. 5a u. 5b). Querverbindung nach Abb. 3.

Kommt man bei starken Belastungen und größeren Spannweiten mit den gewalzten Normalprofil- oder Breitflanschträgern nicht mehr aus, so sind genietete Träger zu verwenden, welche je nach Erfordernis als einfache Blechträger oder als Kastenträger ausgeführt werden (Abb. 7a bis d).

## 2. Blechträger.

Der Blechträger besteht aus dem Stehblech, den Gurtwinkeln und den Gurtplatten (Lamellen). Höhe und Breite sind meist durch die örtlichen Verhältnisse gegeben; ist die Konstruktionshöhe unbeschränkt, so macht man die Stehblechhöhe zweckmäßig gleich $^1/_{10}$ bis $^1/_{14}$ der Stützweite.

Ist $J'$ das Trägheitsmoment eines Einzelteiles, bezogen auf die eigene Schwerachse (parallel zur $X$-Achse des Trägers), $F'$ die Fläche dieses Einzelprofiles und $y$ der Schwerpunktsabstand von der Hauptachse des Trägers, so erhält man das Trägheitsmoment des ganzen Trägers zu:

$$J_x = \Sigma\,[J' + F' \cdot y^2] \qquad (5)$$

und hieraus das Widerstandsmoment zu

$$W_x = \frac{J_x}{e},$$

wobei „$e$“ den Abstand der äußersten Faser von der neutralen Achse bedeutet.

a) Die Nietung der Gurtungen. Die Kraft, welche auf einen im Steg sitzenden Niet oder auf ein in der Lamelle sitzendes Nietpaar wirkt, erhält man aus der Beziehung

$$T = Q \cdot e \cdot \frac{S}{J}. \qquad (6)$$

Hieraus ergibt sich die Nietbeanspruchung zu

$$\sigma_s = T : F_s \,, \qquad \sigma_l = T : F_l \,.$$

Es bedeutet: $J$ das Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes ohne Nietabzug, $S = F \cdot y$ das statische Moment des anzuschließenden Teiles, $Q$ die Querkraft an der betrachteten Stelle, $e$ die Nietteilung und $P$ die Tragkraft (Gl. 1) eines Nietes im Steg, bzw. eines Nietpaares in der Lamelle.

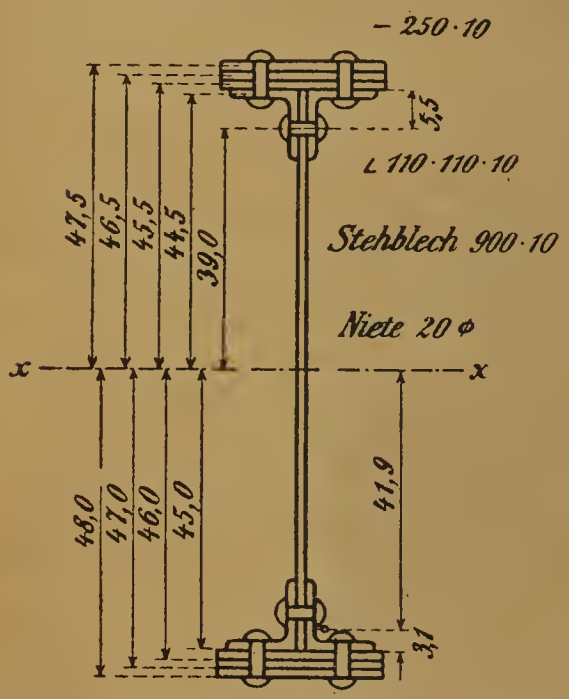


Abb. 8.

Die Nietteilung erhält man zu

$$e = \frac{P}{Q} \cdot \frac{J}{S} \,. \qquad (7)$$

Hierbei sind die in Abb. 2 angegebenen Grenzwerte zu beachten.

b) Das Stehblech. Die Stehblechstärke $\delta$ wähle man nicht unter 8 mm und achte darauf, daß die Scherspannung $\tau = \dfrac{Q}{F_{st}}$ nicht größer wird als $\frac{1}{2} \cdot \sigma$.

Über den Auflagern, an den Angriffspunkten großer Einzellasten und sonst in Abständen von ungefähr 1,2 bis 1,6facher Trägerhöhe werden Versteifungen angeordnet. Die Versteifungswinkel werden in der Regel unterfuttert, Kröpfungen kommen kaum noch zur Anwendung.

Bei sehr großen Querkräften verwendet man schräggliegende, wie Druckdiagonalen gerichtete Aussteifungswinkel*).

*) Eine eingehende Untersuchung der Stehblechsteifigkeit siehe: H. Rode, Beitrag z. Theorie d. Knickerscheinungen, „Der Eisenbau“ 1916, H. 6, 7, 9, 10 u. 12.

**Beispiel für die Berechnung des Trägheits- und Widerstandsmomentes (Abb. 8).**

| Profil | $J_x$ brutto. | cm⁴ | Nietabzug*) | cm⁴ | $J_x$ netto cm⁴ | $W_x$ netto cm⁴ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| — 900 · 10 | $\frac{1}{12} \cdot 1{,}0 \cdot 90{,}0^3 =$ | 60750 | $2 \cdot 2{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 39{,}0^2 =$ | 6080 | 54670 | |
| 4 ∟ 110 · 110 · 10 | $4\,(21{,}2 \cdot 41{,}9^2 + 239) =$ | 149830 | $2 \cdot 2{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 39{,}0^2 =$ | (12170) | 192330 | 4274 |
| | $J_0 =$ | 210580 | | (18250) | | |
| | | | $4 \cdot 2{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 44{,}5^2 =$ | 15840 | | |
| | | | | 21920 | | |
| 2 — 250 · 10 | $2\,(25{,}0 \cdot 45{,}5^2 + 2) =$ | 103520 | $4 \cdot 2{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 45{,}5^2 =$ | 16560 | 275620 | 5992 |
| | $J_1 =$ | 314100 | | 38480 | | |
| 2 — 250 · 10 | $2\,(25{,}0 \cdot 46{,}5^2 + 2) =$ | 108120 | $4 \cdot 2{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 46{,}5^2 =$ | 17300 | 366440 | 7797 |
| | $J_2 =$ | 422220 | | 55780 | | |
| 2 — 250 · 10 | $2\,(25{,}0 \cdot 47{,}5^2 + 2) =$ | 112820 | $4 \cdot 2{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 47{,}5^2 =$ | 18050 | 461210 | 9608 |
| | $J_3 =$ | 535040 | | 73830 | | |

*) Es ist auch vielfach üblich, die Schwächung des Stehbleches durch Niete dadurch zu berücksichtigen, daß man nur mit der 0,8fachen Stehblechdicke rechnet.

Für Bleche, Gurtwinkel und Lamellen beträgt in der Regel die größte Länge ungestoßen 12 m. Wird jedoch die Handhabung in der Werkstatt zu schwierig, sind die Hebezeuge ungenügend, oder ergeben sich Transportschwierigkeiten, so werden Stöße angeordnet.

c) Der Stehblechstoß. An der Stoßstelle wirkt das Biegungsmoment $M$ und die Querkraft $Q$. Der Anteil vom Gesamtmoment $M$, der vom Stehblech übertragen wird, ist

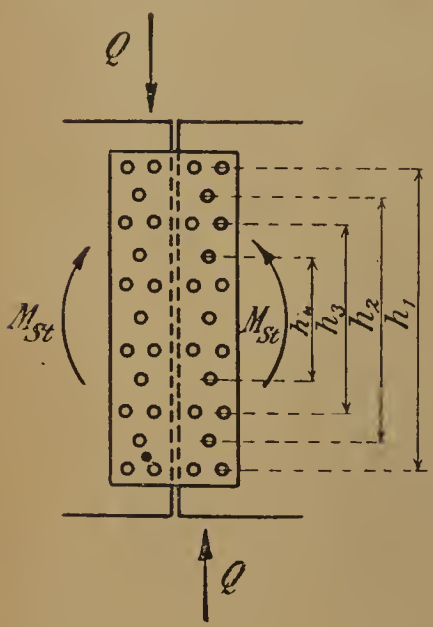


Abb. 9.

$$M_{st} = \frac{J_{st}}{J} \cdot M\,, \qquad (8)$$

hierbei ist $J$ das Trägheitsmoment des Gesamtquerschnittes und $J_{st} = \frac{\delta \cdot h^2}{12}$ dasjenige des Stehbleches. Die Querkraft ist voll zu übertragen. Nietung und Laschen müssen den Kräften $M_{st}$ und $Q$ widerstehen.

Das Trägheitsmoment eines Nietes ist $F \cdot y^2$. Ist $n$ die Nietzahl in einer horizontalen Reihe, so ist (Abb. 9)

$$J_n = \frac{F}{2}(n_1 \cdot h_1^2 + n_2 \cdot h_2^2 + \ldots . n_n \cdot h_n^2)\,. \qquad (9)$$

Für $F$ ist die Scherfläche bzw. die Lochwandfläche eines Nietes einzusetzen. Die äußerste horizontale Nietreihe erhält durch das Moment die größte Beanspruchung

$$\sigma_M = \frac{M_{st} \cdot h_1}{J_n \cdot 2}\,. \qquad (10)$$

Die Querkraft beansprucht die Niete mit $\sigma_Q = \frac{Q}{\Sigma F}$.

Man erhält nun die Gesamtbeanspruchung zu

$$\sigma = \sqrt{\sigma_M^2 + \sigma_Q^2} \,. \tag{11}$$

Je mehr die Niete nach oben und unten gedrängt werden, um so größer wird die Tragkraft der Verbindung. Eine gute Blechstoßdeckung ist in Abb. 12 dargestellt. Hier sind die Gurtniete mitbeteiligt, letztere haben jedoch auch die Schubkraft $T$ (Gl. 6) der Gurtung zu übertragen, daher

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_M + \sigma_T)^2 + \sigma_Q^2} \,. \tag{12}$$

d) Gurtplatten- und Winkelstoß. Man macht hier den Nutzquerschnitt der Stoßlaschen ebenso groß als den Nutzquerschnitt des gestoßenen Teiles und ermittelt die Anzahl der erforderlichen Stoßniete nach:

$$n = \frac{F \cdot \sigma_{zul}}{P}, \tag{13}$$

wobei $F$ die Fläche des zu stoßenden Teiles, $\sigma_{zul}$ die zulässige Zugbeanspruchung und $P$ die kleinste Tragkraft eines Nietes bedeutet.

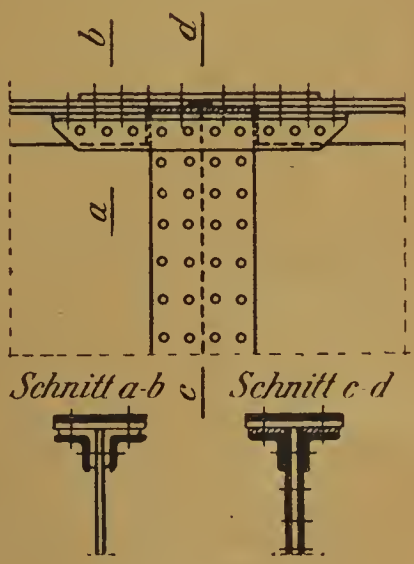



Abb. 10.

Die Niete und Laschen müssen den Flächenelementen des gestoßenen Teiles entsprechend verteilt sein, also beim gleichschenkligen Winkel in jedem Schenkel die gleiche Anzahl. beim ungleichschenkligen Winkel mit dem Schenkelverhältnis 2 : 3 sei auch die Nietzahl im Verhältnis 2 : 3 verteilt usw.

Winkeleisenstöße deckt man mittels zweier Flacheisenlaschen, oder einem Winkeleisen von kleinerer Breite und größerer Dicke. Im letzteren Falle muß die scharfe Ecke des Deckwinkels abgerundet werden.

Gurtplatten werden in der Regel durch dasselbe Profil verlascht.

Muß der Blechträger wegen Transportschwierigkeiten auf der Baustelle zusammengenietet werden, so bildet man als Montagestoß den sog. Universalstoß (Abb. 10) aus. Hier sind alle Teile zugleich gestoßen.

Beispiel. Ein Unterzug hat Decken- und Wandlast zu tragen, wie in Abb. 11 dargestellt. Die Auflagerdrücke ergeben sich zu $A = 33{,}7$ t und $B = 35{,}4$ t. Das größte Biegungsmoment entsteht dort, wo die Querkraft Null ist oder das Vorzeichen wechselt. Den Abstand des gefährdeten Querschnittes vom Auflager $A$ aus erhält man aus

$$33{,}7 - 9{,}6 - 2 \cdot 7{,}4 - 0{,}35 \cdot x_1 - 3{,}2\ (x_1 - 3{,}0 - 1{,}3) = 0\,,$$

$$x_1 = \frac{1}{0{,}35 + 3{,}20}\left(33{,}7 - 9{,}6 - 2 \cdot 7{,}4 + 3{,}2 \cdot 4{,}3\right) = 6{,}5\ \text{m}\,.$$

Vom Auflager $B$ aus ist:

$$35{,}4 - 2 \cdot 7{,}4\,(3{,}20 + 0{,}35) \cdot x_2 = 0\,,$$

$$x_2 = \frac{1}{0{,}35 + 3{,}20}\left(35{,}4 - 2 \cdot 7{,}4\right) = 5{,}8\ \text{m}\,.$$

Das größte Biegungsmoment ist demnach

$$M_{\max} = 33{,}7 \cdot 6{,}5 - 9{,}6 \cdot 5{,}0 - 0{,}35 \cdot \frac{6{,}5^2}{2} - 3{,}2\,\frac{(6{,}5 - 4{,}3)^2}{2}$$

$$- 7{,}4,\ (4{,}04 + 1{,}58) = 114{,}3\ \text{tm}$$

$$= 35{,}4 \cdot 5{,}8 - (3{,}20 + 0{,}35)\,\frac{5{,}8^2}{2} - 7{,}4\,(3{,}34 + 0{,}88) = 114{,}3\ \text{tm}\,.$$

Es wird der auf Seite 15 berechnete Querschnitt gewählt, dessen größte Beanspruchung beträgt

$$\sigma^{\max} = \frac{11430}{9608} = 1{,}19\ \text{t/cm}^2\,.$$

In die aufgetragene Momentenkurve trägt man die mit $\sigma_{\max}$ multiplizierten Widerstandsmomente ein und ermittelt so die erforderliche Lamellenlänge, welche beiderseits um so viel verlängert wird, daß je zwei Paar Anschlußniete Platz finden.

Gurtnietung. Äußere Felder $A$ — 1 bzw. 4 — $B$. $Q_{\max} = 35{,}4$ t, $J_b = 210580$ cm$^4$, $S = 2 \cdot 21{,}2 \cdot 41{,}9 = 1777$ cm$^3$ (vgl. Seite 15). Niete 20 ⌀, $P = 2 \cdot 3{,}14 \cdot 1{,}00 = 6{,}28$ t bzw. $2{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}00 = 4{,}0$ t

Gl. (1). Erforderliche Nietteilung: $e = \frac{4{,}0}{35{,}4} \cdot \frac{210580}{1777} = 13{,}3$ cm.

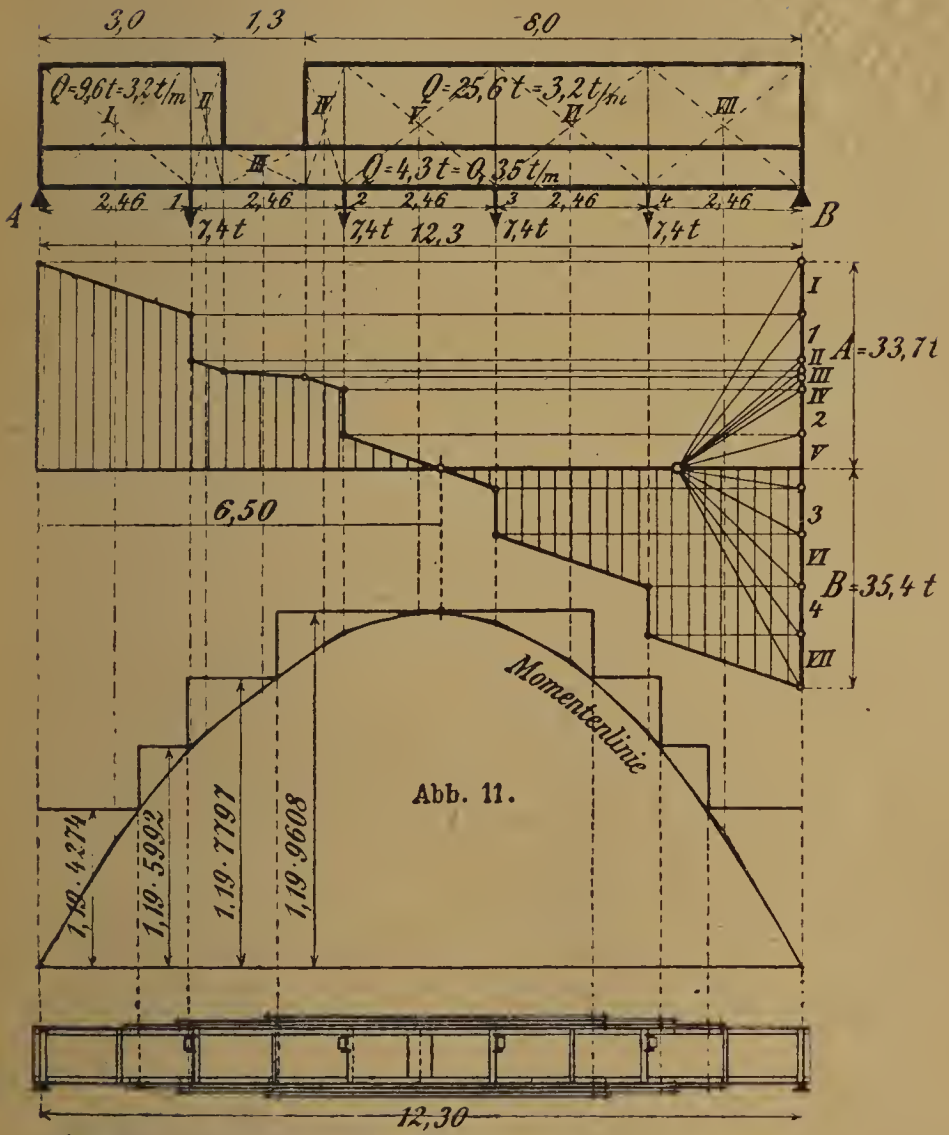



Abb. 11.

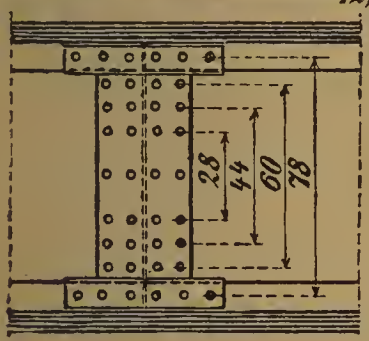



Abb. 12a.

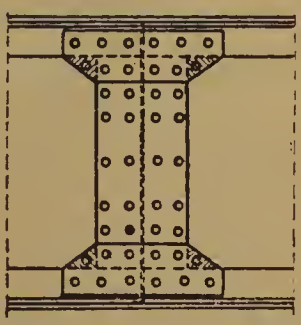


Abb. 12b.

Innere Felder 1 — 4. $Q_{max} = 18{,}3$ t, $J_l = 422220$ cm⁴.

$S = 1777 + 25{,}0\ (45{,}5 + 46{,}5) = 4077$ cm³, $e = \frac{4{,}0}{18{,}3} \cdot \frac{422220}{4077}$ $= 22{,}6$ cm. Die Teilung darf höchstens $18 \cdot \delta$, also 18 cm betragen (vgl. Seite 8). Das Stehblech ist in Trägermitte gestoßen. Hier ist $M = 11420$ tcm und $Q = 1{,}23$ t. Das Stehblech hat ein Moment von $M_{st} = \frac{6075}{461210} \cdot 11420 = 1500$ tcm aufzunehmen. Die Vernietung wird nach Abb. 12 angeordnet.

Man erhält $J = \frac{F}{2}\left(3 \cdot 78^2 + 2 \cdot 60^2 + 2 \cdot 44^2 + 2 \cdot 28^2\right) = F \cdot 15446$.

Bei Verwendung von Niete 20 ⌀ ist $F_s = 6{,}28$ cm² und $F_l = 2{,}00$ cm², daher $J_l = 2{,}0 \cdot 15446 = 30892$ cm⁴ und $J_s = J_l \cdot \frac{6{,}28}{2{,}00}$.

Das Biegungsmoment beansprucht die Niete mit

$$\sigma_l = \frac{1500 \cdot 78}{30892 \cdot 2} = 1{,}894\ \text{t/cm}^2.$$

Die Querkraft beansprucht die Niete (20 Stück) mit

$$\sigma_l = \frac{1{,}23}{20 \cdot 2{,}00} = 0{,}031\ \text{t/cm}^2.$$

Die Schubkraft auf einen Niet beträgt bei 9,0 cm Teilung

$$T = 1{,}23 \cdot 9{,}0 \cdot \frac{5265}{535040} = 0{,}109\ \text{t}, \quad \text{daher } \sigma_l = \frac{0{,}109}{2{,}00} = 0{,}055\ \text{t/cm}^2.$$

Die größte Beanspruchung der Niete auf Lochwanddruck ist:

$$\sigma_l = \sqrt{(1{,}894 + 0{,}055)^2 + 0{,}031^2} = 1{,}95\ \text{t/cm}^2.$$

Die Scherbeanspruchung beträgt:

$$\sigma_s = \sigma_l \frac{F_l}{F_s} = 1{,}95 \frac{2{,}00}{6{,}28} = 0{,}62\ \text{t/cm}^2.$$

Die Durchbiegung des Trägers kann im vorliegenden Falle nach Gl. (2) berechnet werden, da die Momentenlinie von einer Parabel wenig abweicht; wir erhalten daher:

$$f = \frac{1{,}19 \cdot 12{,}3^2}{96{,}0} = 1{,}9\ \text{cm} = \frac{1}{647} \cdot l.$$

Der größte Auflagerdruck ist $B = 35{,}4$ t. Es wird eine gußeiserne Auflagerplatte mit $F = 46 \times 24 = 1104$ cm² verwendet, w

durch das Mauerwerk (Klinker in Zementmörtel) mit $k = \frac{35400}{1104}$ $= 32\,\text{kg/cm}^2$ beansprucht wird. Quer zum Träger ist das Lager 46 cm breit, demnach ist $c = 10{,}5$ cm (vgl. Abb. 24) und $\frac{a}{2} = 12$ cm. Die erforderliche Stärke der Platte ist nach Gl. (15)

$$d = \frac{24{,}0}{2}\sqrt{3\,\frac{32}{250}} = 7{,}5\text{ cm}\,.$$

## 3. Besondere Belastungsfälle von Balkenträgern.

### a) Kragträger und freiaufliegende Balken auf zwei Stützen.

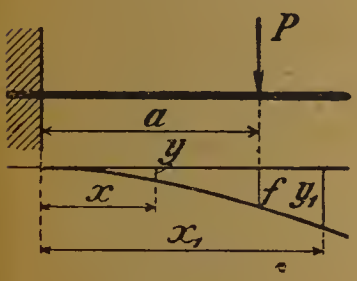



Abb. 13.

$$M_x = P \cdot (a - x)$$
$$M_{\max} = P \cdot a$$
$$y = \frac{P \cdot x^2}{6 \cdot E \cdot J}\left(3a - x\right)$$
$$y_1 = \frac{P \cdot a^2}{6 \cdot E \cdot J}\left(3x_1 - a\right)$$
$$f = \frac{P \cdot a^3}{3 \cdot E \cdot J}$$

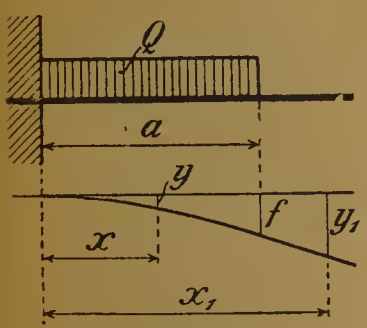



Abb. 14.

$$M_x = \frac{Q}{2 \cdot a}\left(a - x\right)^2$$
$$M_{\max} = \frac{Q \cdot a}{2}$$
$$y = \frac{Q \cdot a \cdot x^2}{24 \cdot E \cdot J}\left(6 - 4\,\frac{x}{a} + \frac{x^2}{a^2}\right)$$
$$y_1 = \frac{Q \cdot a^2}{24 \cdot E \cdot J}\left(4\,x_1 - a\right)$$
$$f = \frac{Q \cdot a^3}{8 \cdot E \cdot J}$$

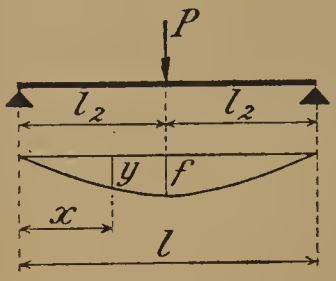



Abb. 5.

$$M_x = \frac{P \cdot x}{2} \qquad M_{max} = \frac{P \cdot l}{4}$$

$$y = \frac{P \cdot x}{48 \cdot E \cdot J}\left(3l^2 - 4x^2\right)$$

$$f = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot J} = M_{max} \cdot \frac{l^2}{12 \cdot E \cdot J}$$

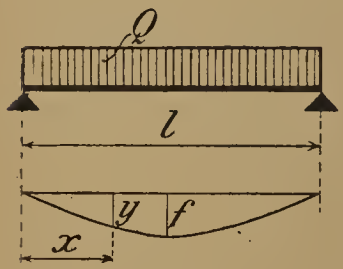



Abb. 16.

$$M_x = \frac{Q \cdot x}{2 \cdot l}\left(l - x\right)$$

$$M_{max} = \frac{Q \cdot l}{8}$$

$$y = \frac{Q \cdot x}{l \cdot 24 \cdot E \cdot J}\left(l^3 + x^3 - 2lx^2\right)$$

$$f = \frac{5 \cdot Q \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot J} = M_{max} \cdot \frac{5 \cdot l^2}{48 \cdot E \cdot J}$$

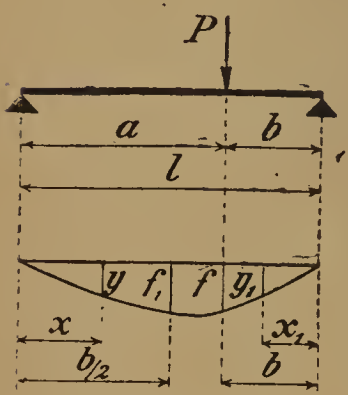



Abb. 17.

$$M_x = \frac{P \cdot b \cdot x}{l} \qquad M_{x_1} = \frac{P \cdot a \cdot x_1}{l}$$

$$M_{max} = \frac{P \cdot a \cdot b}{l}$$

$$y = \frac{P \cdot b \cdot x}{6 \cdot E \cdot J \cdot l}\left(l^2 - b^2 - x^2\right)$$

$$y_1 = \frac{P \cdot a \cdot x_1}{6 \cdot E \cdot J \cdot l}\left(l^2 - a^2 - x_1^2\right)$$

$$f = \frac{P \cdot a^2 \cdot b^2}{3 \cdot E \cdot J \cdot l} = M_{max} \cdot \frac{a \cdot b}{3 \cdot E \cdot J}$$

In Trägermitte ist: $[a > b]$

$$f_1 = \frac{P \cdot b}{48 \cdot E \cdot J}\left(3l^2 - 4b^2\right).$$

Bei mehreren Lasten erhält man die größte Durchbiegung genau genug, indem man sämtliche Durchbiegungen für Trägermitte addiert.

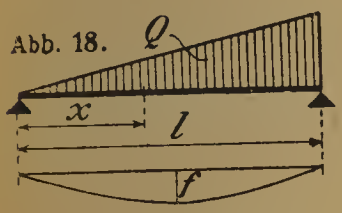


Abb. 18.

$$M_x = \frac{Q \cdot x}{3}\left(1 - \frac{x^2}{l^2}\right)$$

für $x = \frac{l}{\sqrt{3}}$ wird $M_{max} = \frac{2 \cdot Q \cdot l}{9\sqrt{3}} = \frac{Q \cdot l}{7{,}794}$

für $x = 0{,}519 \cdot l$ wird $f_{max} = 0{,}013 \frac{Q \cdot l^3}{E \cdot J}$

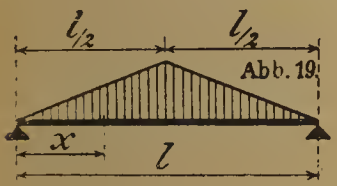


Abb. 19.

$$M_x = \frac{Q \cdot x}{6}\left(3 - 4\frac{x^2}{l^2}\right)$$

$$M_{max} = \frac{Q \cdot l}{6}, \qquad f = \frac{Q \cdot l^3}{60 \cdot E \cdot J}$$

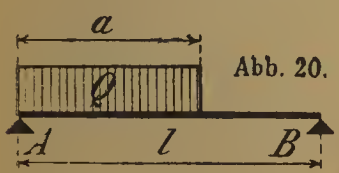


Abb. 20.

$$A = \frac{Q}{l}\left(l - \frac{a}{2}\right) \qquad B = \frac{Q \cdot a}{2 \cdot l}$$

$$M_{max} = \frac{A^2 \cdot a}{2 \cdot Q}$$

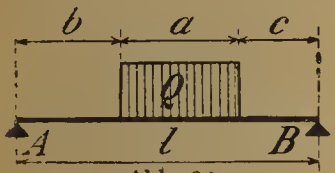


Abb. 21.

$$A = \frac{Q}{l}\left(c + \frac{a}{2}\right) \qquad B = \frac{Q}{l}\left(b + \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{max} = A \cdot b + \frac{A^2 \cdot a}{2 \cdot Q}$$

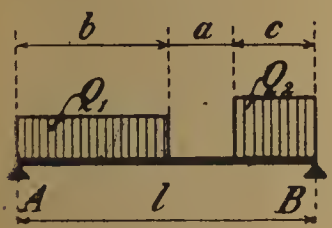


Abb. 22.

$$A = \frac{1}{l}\left[Q_1\left(l - \frac{b}{2}\right) + Q_2 \cdot \frac{c}{2}\right]$$

$$B = \frac{1}{l}\left[Q_1 \cdot \frac{b}{2} + Q_2\left(l - \frac{c}{2}\right)\right]$$

für $Q_1 > A$ ist $M_{max} = \frac{A^2 \cdot b}{2 \cdot Q_1}$

für $Q_1 < A$ ist $M_{max} = \frac{B^2 \cdot c}{2 \cdot Q_2}$

b) Durchlaufender Balken.

Für die Stützmomente sind bei $n$ Feldern $n-1$ Gleichungen folgender Form aufzustellen:

$$M_0 \cdot l_0 + 2\,M_1\,(l_0 + l_1) + M_2 \cdot l_1 = Z.$$

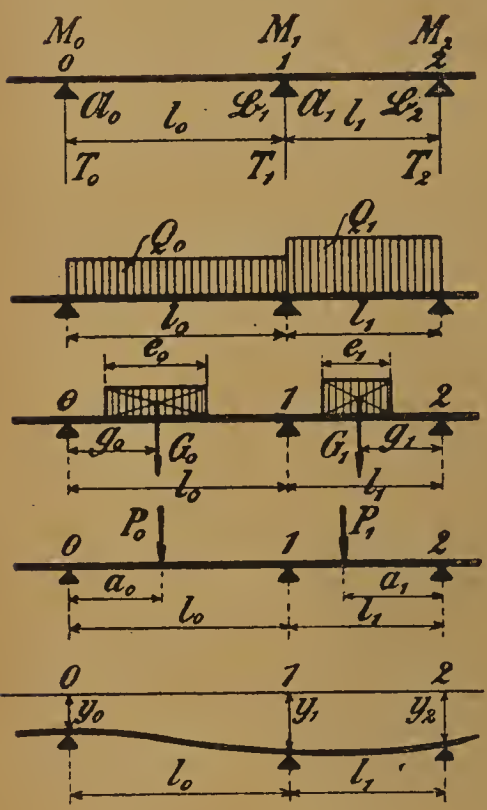



Abb. 23.

Der Wert Z ist von der Belastungsart und Stützensenkung abhängig.

Es ist für:

Vollasten:

$$Z = -\frac{1}{4}\left(Q_0 \cdot l_0^2 + Q_1 \cdot l_1^2\right),$$

Streckenlasten:

$$Z = -\Sigma G_0 \cdot g_0 \left(l_0^2 - g_0^2 - \frac{e_0^2}{4}\right) \cdot \frac{1}{l_0}$$
$$-\Sigma G_1 \cdot g_1 \left(l_1^2 - g_1^2 - \frac{e_1^2}{4}\right) \cdot \frac{1}{l_1},$$

Einzellasten:

$$Z = -\Sigma P_0 \cdot a_0 \left(l_0^2 - a_0^2\right) \frac{1}{l_0}$$
$$-\Sigma\, P_1 \cdot a_1 \left(l_1^2 - a_1^2\right) \cdot \frac{1}{l_1},$$

Stützensenkung:

$$Z = 6 \cdot E \cdot J \left(\frac{y_1 - y_0}{l_0} + \frac{y_1 - y_2}{l_1}\right).$$

Stützendrücke.

Ist $\mathfrak{B}_1$ die rechte Auflagerkraft des Feldes 0—1 und $\mathfrak{A}_1$ die linke Auflagerkraft des Feldes 1—2, (wenn man sich den Balken über den Stützen durchschnitten denkt), so ist der Stützdruck $T_1$ des durchlaufenden Balkens:

$$T_1 = \mathfrak{B}_1 + \frac{M_0 - M_1}{l_0} + \mathfrak{A}_1 + \frac{M_2 - M_1}{l_1}.$$

## III. Auflager.

Bei Trägerlagen läßt man die Träger meist unmittelbar auf dem Mauerwerk aufliegen und zwar mit mindestens 20 cm und höchstens 30 cm Auflagerlänge. Wenn die untere

Flanschfläche zur unmittelbaren Druckübertragung nicht genügt, so verwendet man besondere Unterlagsteine. Hierfür kommen künstliche oder natürliche Steine zur Verwendung, welche je nach örtlicher Beschaffungsmöglichkeit und der erforderlichen Druckfestigkeit gewählt werden (Hartbrandziegel und -platten, Klinker, Beton, Sandstein, Basaltlava, Granit, Basalt).

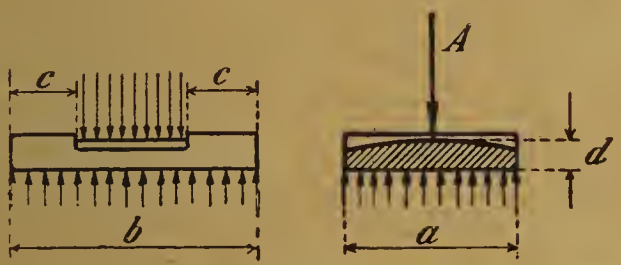



Abb. 24.

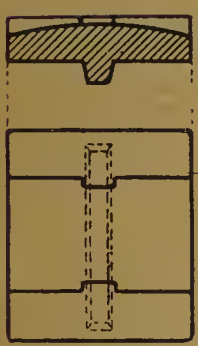


Abb. 25.

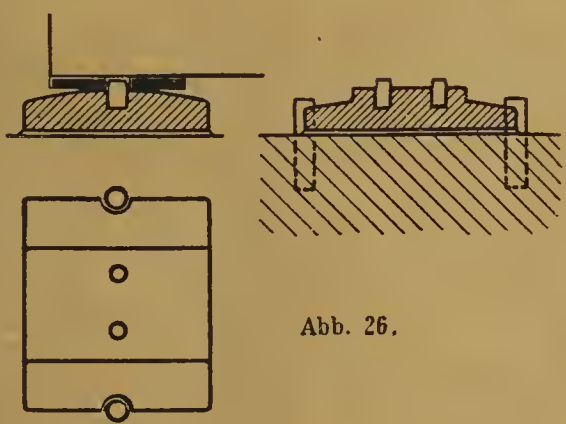


Abb. 26.

Eine mittelbare Lagerung durch Auflagerplatten ist bei schweren Deckenträgern und Unterzügen für die Haltbarkeit des Bauwerkes unerläßlich. Bei kleinen Spannweiten und wenn die Durchbiegung der Träger unter $\frac{1}{500}$ l bleibt, können noch gerade schmiedeeiserne oder gußeiserne Platten verwendet werden.

Eine gute Druckverteilung wird auch durch zwei übereinandergelegte Platten erzielt (Abb. 6b). Für größere Drucke verwendet man geformte gußeiserne Platten mit gewölbter Oberfläche (Abb. 24 bis 26). Zweckmäßig wird die rechteckige Platte kurz und breit ausgeführt.

Bei dem Auflagerdruck $A$ und der zulässigen Mauerwerksbeanspruchung $k$ ist die erforderliche Grundfläche der Auflagerplatte

$$F = a \cdot b = \frac{A}{k} \cdot \tag{14}$$

Die Stärke $d$ der Platte erhält man zu (Abb. 24)

$$d = \frac{a}{2}\sqrt{3\frac{k}{\sigma}}, \text{ bzw. } d = c\sqrt{3\frac{k}{\sigma}} \cdot \tag{15}$$

Der letzte Ausdruck ist maßgebend, wenn $c > \frac{a}{2}$ ist. Hierbei bedeutet $\sigma$ die zulässige Biegungsbeanspruchung der Platte (Gußeisen: $\sigma = 250$ kg/cm², Flußeisen: $\sigma = 1000$ kg/cm², gewöhnliches Ziegelmauerwerk: $k = 7$ kg/cm², Klinker in Zementmörtel: $k = 35$ kg/cm²).

Bei Trägern von größerer Spannweite muß durch Anordnung eines festen und eines beweglichen Lagers für Ausdehnungsmöglichkeit gesorgt werden. Das bewegliche Lager kann bei Auflagerdrucken bis zu 15 t als Gleitlager ausgeführt werden, größere Drucke erfordern bei sorgfältiger Ausführung Rollenlager.

Für die Lagerung von Dachbindern auf Mauerwerk ist Vorstehendes sinngemäß anzuwenden.

Bei Trägerlagen wird die feste Lagerung durch Maueranker (Abb. 6a u. b) gebildet, sonst sind Knaggen (Abb. 25), welche in den unteren Flansch eingreifen, erforderlich. Auch erfüllt die Anordnung von konischen Dornen (Abb. 26) denselben Zweck.

Stark belastete Platten werden mit Zement untergossen, um gleichmäßige Druckverteilung zu erzielen. Die Zementfuge ist mindestens 1 cm dick und wird bei größeren Platten stärker gewählt (vgl. auch S. 39).

## IV. Druckstäbe und Stützen.

Bei Hochbauwerken kommen nur zwei Fälle in Betracht (Abb. 27): beim ersten Fall ist ein Ende eingespannt und das andere frei, beim zweiten Falle sind beide Enden frei drehbar und in der ursprünglichen Achse geführt. Wenn nicht Fall 1 vorliegt, so sind Stützen und Fachwerkstäbe stets dem zweiten Falle entsprechend zu berechnen. Selbst wenn eine Einspannung vorhanden ist, darf keine Rücksicht darauf genommen werden, weil es meistens kaum möglich ist, die Verbindung an den Enden so starr herzustellen, daß jede kleine Drehung ausgeschlossen wäre.

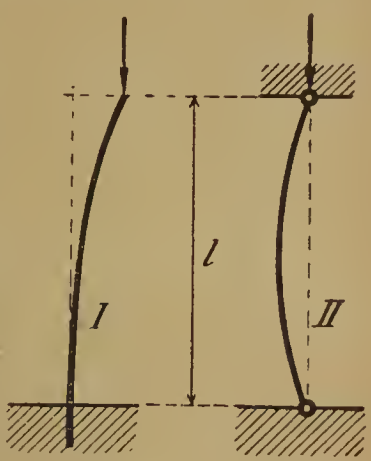


Abb. 27.

### A. Flußeisen.

Es werden entweder geschlossene oder gegliederte Querschnitte ausgeführt. Der Unterschied dieser beiden Ausführungsarten ist zu beachten!

#### 1. Geschlossene Stäbe.

Die geschlossenen Querschnitte bestehen entweder aus einem Walzeisenprofil oder aus mehreren Profilen, welche jedoch durchgehend so miteinander verbunden sein müssen, daß sie als ein einziger voller Stab betrachtet werden können (Abb. 28).

Abb. 28.

Aus dem Trägheitsmoment $J$ und der Fläche $F$ erhält man den Trägheitsradius des Querschnittes zu

$$i = \sqrt{\frac{J}{F}} .$$

Das Schlankheitsverhältnis eines Stabes von der freien Länge $l$ ist dann für den Fall 2)

$$\lambda = \frac{l}{i} .$$

Für den Fall 1) ist die doppelte Länge einzusetzen.

Im folgenden wird die Verwendung von Flußeisen mit $E = 2150\ \mathrm{t/cm^2}$ in Betracht gezogen.

### a) Zentrische Belastung.

$\alpha$) $\lambda$ ist größer als 105. Geltungsbereich der Eulerformel. Es bezeichne: $P_k$ die Knicklast, $P$ die Gebrauchslast und $\nu$ die Knicksicherheit; dann ist für den zweiten Fall beim geraden prismatischen Stabe und zentrischer Belastung

$$P_k = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l^2} = \frac{21\,220}{\lambda^2} \cdot F , \qquad (16)$$

$$\nu = \frac{P_k}{P} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{P \cdot l^2} \quad \text{und} \quad J_{erf} = \frac{\nu \cdot P \cdot l^2}{\pi^2 \cdot E} .$$

Setzt man $l$ in Metern, $P$ in Tonnen und $J$ in $\mathrm{cm^4}$ ein, so erhält man

$$\nu = \frac{2{,}12 \cdot J}{P \cdot l^2}$$

und bei $\nu = 4$ ist $J_{erf} = 1{,}89 \cdot P \cdot l^2$, bei $\nu = 5$ ist $J_{erf} = 2{,}33 \cdot P \cdot l^2$.

$\beta$) $\lambda$ liegt zwischen 10 und 105. Geltungsbereich der Tetmajer-Formel. Es ist:

$$P_k = F\,(3{,}10 - 0{,}0114 \cdot \lambda) \quad \text{[in Tonnen]} \qquad 17)$$

$$\text{und } \nu = \frac{P_k}{P} .$$

$\gamma$) $\lambda$ ist kleiner als 10. In diesem Falle tritt keine Knickung ein und es kommt nur reine Druckbeanspruchung in Frage.

$$\sigma = \frac{P}{F}.$$

### b) Exzentrische Belastung.

Für den Fall nach Abb. 29 ist

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{P\,(e+f)}{W}, \qquad (18)$$

hierbei ist mit $\alpha = \frac{l}{2}\sqrt{\frac{P}{EJ}}$ der Biegungspfeil $f = \frac{e}{\cos\alpha} - e$.

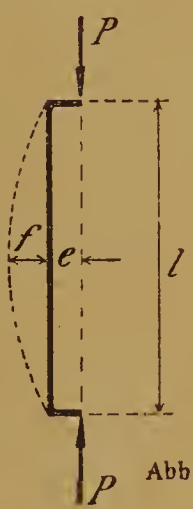


Abb. 29.

Letzterer Ausdruck kann durch die scharfe Näherungsformel

$$f = \frac{5}{4} \cdot \frac{e}{\nu - 1} \text{ *)} \qquad (19)$$

ersetzt werden $\left(\nu = \frac{2{,}12\,J}{P \cdot l^2}\right)$.

Müller-Breslau empfiehlt als genügend, wenn mit $e = \frac{l}{200}$ und doppelter Gebrauchslast die Beanspruchung nicht über die Proportionalitätsgrenze ($\sigma_p = 1{,}9$ t/cm$^2$) hinausgeht. Vorausgesetzt, daß nicht etwa eine größere Exzentrizität mit Sicherheit nachgewiesen werden kann.

### c) Quergerichteter Kraftangriff.

Die Beanspruchung ist:

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{M}{W}, \qquad (20)$$

hierbei ist $M = M_0 + P \cdot f$.

*) Müller-Breslau, Der Eisenbau, 1911, S. 342.

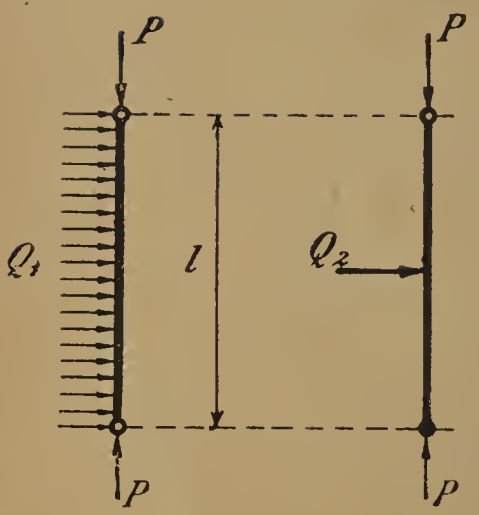



Abb. 30. Abb. 31.

Für den Belastungsfall nach Abb. 30 ist $M_0 = \frac{Q_1 l}{8}$ und angenähert

$$M = \frac{\nu}{\nu - 1} \cdot M_0 . \quad (21)$$

Nach Abb. 31 ist $M_0 = \frac{Q_2 l}{4}$ und angenähert

$$M = \frac{\nu - 0{,}18}{\nu - 1} \cdot M_0 . \quad (22)$$

## 2. Gegliederte Stäbe (nach Engesser)*).

Die Knickfestigkeit gegliederter Stäbe ist geringer als die von Vollstäben gleichen Querschnittes und Trägheitsmomentes, da sie biegsamer sind und eine verhältnismäßig größere Schlankheit besitzen.

Für $\lambda_0$ größer als 105 ist $P_k = \frac{21\,220}{\lambda_0^2} \cdot F \cdot \mu$ . (23)

Für $\lambda_0$ zwischen 10 und 105 ist
$P_k = (3{,}10 - 0{,}0114 \cdot \lambda_0) F \cdot \mu$ . (24)

Hierbei ist $\mu = 0{,}90$ bis $0{,}95$ ein Erfahrungswert, der die Nachgiebigkeit der Nietung und andere Nebenumstände berücksichtigt.

### a) Rahmenstab mit parallelen Gurten (Abb. 32).

Wenn $2 F_1 = F$ den Querschnitt des Gesamtstabes, $i$ den Trägheitsradius des Gesamtstabes und $i_1$ den eines Gurtes bedeuten, so erhält man mit den aus der Abbildung ersichtlichen Bezeichnungen:

*) Fr. Engesser, Die Knickfestigkeit gerader Stäbe, Zentralblatt d. Bauverwaltung 1891, S. 483.

$$\lambda^2 = \left(\frac{l}{i}\right)^2, \quad \lambda_1^2 = \left(\frac{c}{i_1}\right)^2, \quad \lambda_2^2 = \frac{c\,h\,F}{J_2}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}\,. \tag{25}$$

Bei sehr kräftigen Querblechen kann $\lambda_2$ vernachlässigt werden.

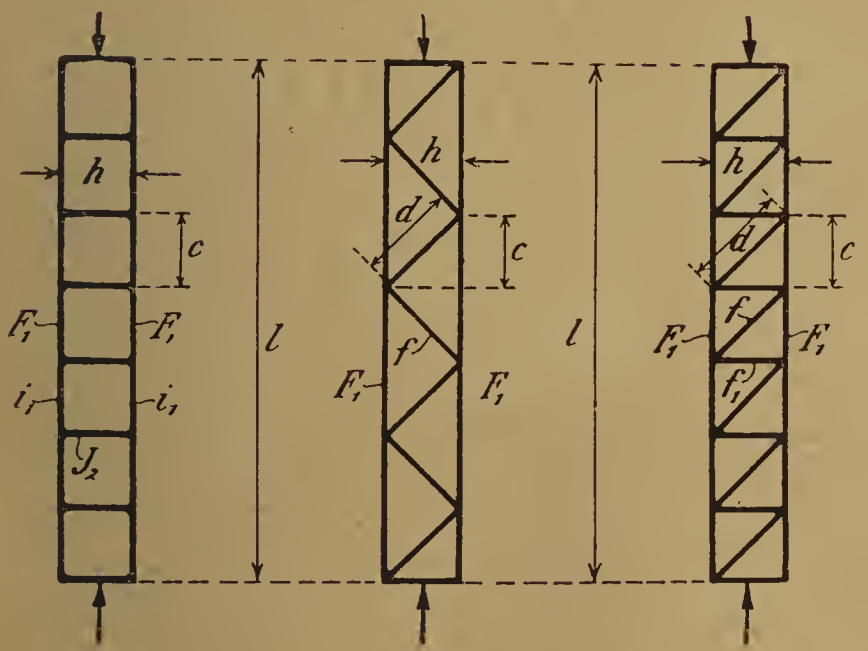



Abb. 32. Abb. 33. Abb. 34.

b) Vergitterter Stab mit parallelen Gurten (Abb. 33 u. 34).

Bedeuten $2F_1 = F$ den Querschnitt und $i$ den Trägheitsradius des Gesamtstabes, $f$ den Strebenquerschnitt und $f_1$ den Riegelquerschnitt, so ist für

Vergitterung nach Abb. 33 $\lambda_0 = \frac{l}{i}\sqrt{1 + \frac{2{,}5\,d^3 \cdot F}{c\,l^2\,f} \cdot \tau}$, (26)

Vergitt. nach Abb. 34 $\lambda_0 = \frac{l}{i}\sqrt{1 + \frac{2{,}5\,F}{c\,l^2}\left(\frac{d^3}{f} + \frac{h^3}{f_1}\right)\tau}$. (27)

Für $\lambda_0 > 105$ ist $\tau = 1$. $\tau = \frac{T}{E}$, Knickmodul $T = \sigma_k \cdot \left(\frac{3{,}1 - \sigma_k}{0{,}0358}\right)^2$, $\sigma_k = \frac{P_k}{F}$. Ist $\lambda_0 < 105$, so ermittelt man ein vorläufiges $\sigma_k$ und hiermit einen genaueren Wert von $\tau$. Der Einfluß von $\tau$ ist gering.

Einfluß der Querkräfte. Die größte Querkraft $Q$ in Tonnen ist nach Krohn*)

$$Q = \frac{F}{28}, \qquad F \text{ in cm}^2 \cdot \tag{28}$$

Die Stabquerkraft in den Bindeblechen ist (vgl. Abb. 38)

$$V = Q \frac{c}{a} \tag{29}$$

und das im Querschnitt des Nietanschlusses auftretende Biegungsmoment

$$M = Q \frac{c}{2} \cdot \tag{30}$$

Den Kräften $V$ und $M$ müssen Bindeblech und Niete standhalten.

Bei Vergitterung erhält man die Strebenkraft zu

$$D = Q \frac{d}{h} \cdot \tag{31}$$

Die Vergitterung wähle man auf beiden Seiten des Stabes gleichlaufend, da sonst die Gurtungen auf Verdrehen beansprucht werden. Die Beanspruchung der Bindebleche oder der Gitterstäbe kann zu 3,00 bis 4,00 t/cm² angenommen werden.

Die Gurt-Einzelstäbe müssen zwischen den Knotenpunkten knicksicher sein. Der Knotenpunktabstand sei daher

*) R. Krohn, Beitrag z. Untersuchung d. Knickfestigkeit gegliederter Stäbe, Zentralblatt d. Bauverwaltung 1908, S. 559.

kleiner als $\lambda_0 \cdot i_1$. Als erste Annahme gilt ein Abstand von etwa 50 bis $60 \cdot i_1$.

Für die Ausknickungsmöglichkeit ist diejenige Richtung maßgebend, für welche man die kleinste Knickkraft erhält. Es ist daher anzustreben, daß die Knickkraft für beide Hauptachsen gleich wird. Um dieses zu erreichen, muß bei zwei Einzelprofilen der Abstand so gewählt werden, daß das Trägheitsmoment für die $y - y$ Achse erheblich größer ist (etwa 1,5 bis 2fach) als jenes für die $x - x$ Achse.

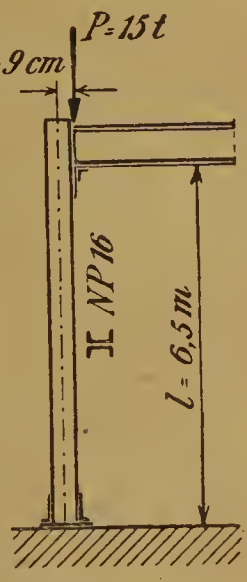


Abb. 35.

Beispiel. Eine Stütze, welche oben gehalten ist, wird durch einseitigen Trägeranschluß exzentrisch belastet. (Abb. 35). Es ist $P = 15$ t, $e = 9$ cm und $l = 6{,}5$ m. Für den Schaft sind ⊐⊏ $NP\,16$ mit $F = 48$ cm², $J_x = 1850$ cm⁴ und $W_x = 232$ cm³ vorhanden. Man erhält $\nu = \frac{2{,}12 \cdot 1850}{15 \cdot 6{,}5^2} = 6{,}2$ und hiermit nach Gl. (19)

$$f = \frac{5}{4} \cdot \frac{9{,}0}{6{,}2 - 1} = 2{,}2 \text{ cm}.$$

Es ergibt sich die größte Beanspruchung zu

$$\sigma = \frac{15{,}0}{48{,}0} + \frac{15{,}0\,(9{,}0 + 2{,}2)}{232} = 0{,}313 + 0{,}724 = 1{,}037 \text{ t/cm}^2.$$

Beispiel. Wie groß ist die Knicklast der nach (Abb. 36) ausgebildeten Stütze?

Der Stützenschaft besteht aus ⊐⊏ $NP\,30$ mit $F = 2 \cdot 64 = 138$ cm², sowie den Werten $J_x = 2 \cdot 9800 = 19600$ cm⁴, $i = \sqrt{\frac{J}{F}} = 11{,}9$ cm, $J_y = 2\,(64 \cdot 14{,}5^2 + 451) = 29959$ cm⁴, $i_y = 14{,}7$ cm. Ein Einzelprofil hat $i_1 = 2{,}6$ cm.

Als Bindebleche sind je ein Paar Flacheisen 250·10 vorgesehen mit $J_x = 2\,\frac{1{,}0 \cdot 25{,}0^2}{12} = 2600$ cm⁴ und $W_x = 162$ cm³ (mit Nietabzug).

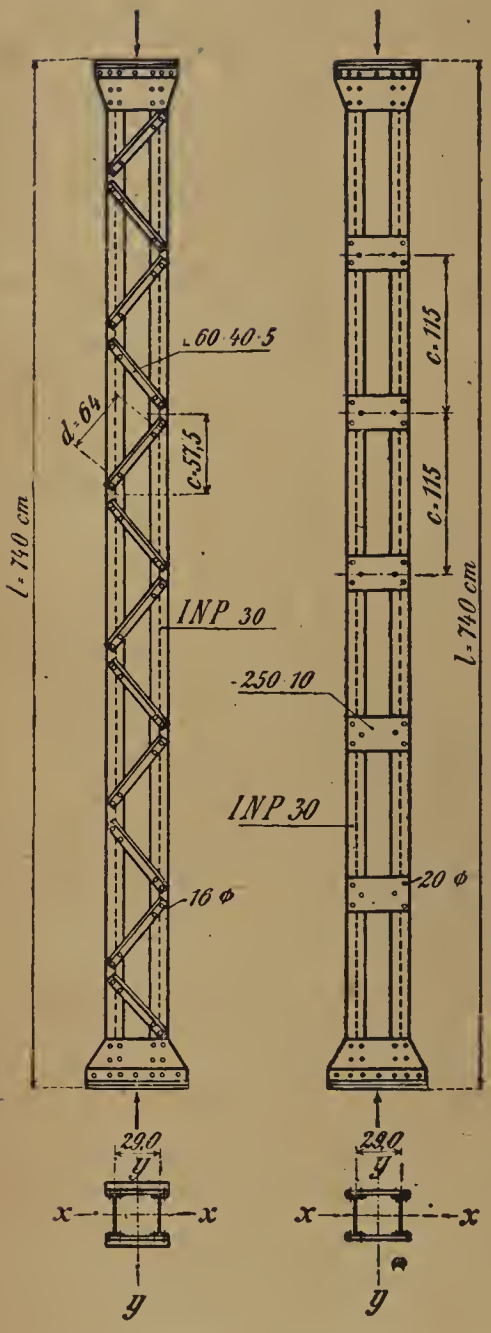



Abb. 37.




Abb. 36.

a) Knickkraft für Ausknicken in der $y$—$y$-Ebene.

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{740}{11{,}9} = 62{,}2\,.$$

$$P_k = (3{,}100 - 0{,}0114 \cdot 62{,}2) \cdot 138{,}0 = 330\text{ t}\,.$$

b) Knickkraft für Ausknicken in der $x$ — $x$ Ebene.

$$\lambda = \frac{740}{14{,}7} = 50{,}3\,, \quad \lambda^2 = 2530\,,$$

$$\lambda_1 = \frac{115}{2.6} = 44{,}2\,, \quad \lambda_1^2 = 1950\,,$$

$$\lambda_2^2 = \frac{115{,}0 \cdot 29{,}0 \cdot 138{,}0}{2600} = 180\,,$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2} = \sqrt{4660} = 68{,}3\,,$$

$$P_k = (3{,}100 - 0{,}0114 \cdot 68{,}3) \cdot 138{,}0 \cdot 0{,}9 = 288\text{ t}\,.$$

Die kleinste Knickkraft beträgt also 288 t.

Mit $\nu = 2{,}4$ ist die Gebrauchslast der Stütze*)

$$P = \frac{288}{2{,}4} = 120\text{ t}\,.$$

Die Bindebleche. Man erhält: $Q = \frac{138{,}0}{28} = 4{,}9$ t und hiermit

$$V = 4{,}9 \cdot \frac{115}{35.2} = 16\text{ t}\,,$$

$$M = 4{,}9 \cdot \frac{115}{2} = 282\text{ tcm (Abb. 38)}.$$

*) Herr Ellerbeck, empfiehlt neben 5-facher Knicksicherheit im Sinne der Eulerformel stets etwa 2,3-fache nach der Tetmajergleichung und neben 4-facher Sicherheit nach Euler etwa 2,2-fache nach Tetmajer zu verlangen (Erläuterungen z. d. preuß. Hochbaubelastungsvorschriften 1919).

Biegungsbeanspruchung der Bindebleche $\sigma_k = \frac{282}{162} = 1{,}74\ \mathrm{t/cm^2}$,

Scherbeanspruchung der Bindebleche $t_k = \frac{1{,}5 \cdot 16{,}0}{2 \cdot 1{,}0 \cdot 25{,}0} = 0{,}48\ \mathrm{t/cm^2}$.

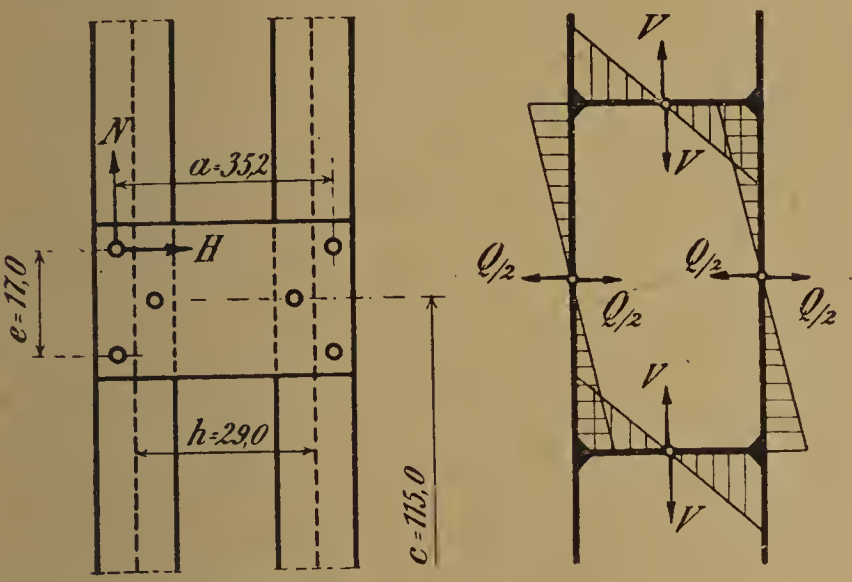



Abb. 38.

Die Niete sind einschnittig und stehen sich paarweise gegenüber. Auf ein Nietpaar wirken die Kräfte:

$$H = \frac{M}{e} = \frac{282}{17} = 16{,}6\ \mathrm{t}, \qquad N = \frac{V}{n} = \frac{16}{3} = 5{,}3\ \mathrm{t}.$$

Die resultierende Kraft ist $R = \sqrt{16{,}6^2 + 5{,}3^2} = 17{,}4\ \mathrm{t}$.
Auf einen Niet (20 ⌀) entfällt die Hälfte $\doteq 8{,}7$ t.

$$\sigma_s = \frac{8{,}7}{3{,}14} = 2{,}78\ \mathrm{t/cm^2}, \qquad \sigma_l = \frac{8{,}7}{2{,}0 \cdot 1{,}0} = 4{,}35\ \mathrm{t/cm^2}.$$

Die Nietung reicht eben noch aus.

Beispiel. Wie groß ist die Knicklast der nach Abb. 37 ausgebildeten Stütze?

Statt der Bindebleche ist Winkeleisenvergitterung angeordnet. Der Säulenschaft hat dieselben Abmessungen wie vorher; als Diagonalen sind beiderseits je ein ∟ 60·40·5 vorgesehen, deren theoretische Stablänge $d = 64$ cm und deren Fläche $f = 2 \cdot 4{,}8 = 9{,}6\ \mathrm{cm^2}$ beträgt.

Wir erhalten mit $\tau = 1$

$$\lambda_0 = \frac{740}{14{,}7} \cdot \sqrt{1 + \frac{2{,}5 \cdot 64^3 \cdot 138}{57{,}5 \cdot 740^2 \cdot 9{,}6} \cdot 1} = 58{,}1 .$$

Da $\lambda_0 < 105$, so ist $\tau$ zu berichtigen. Dem Werte $\lambda_0 = 58$ entspricht $\sigma_k = (3{,}100 - 0{,}0114 \cdot 58)\,0{,}9 = 2{,}19\,\mathrm{t/cm^2}$, somit $T = 2{,}19 \left(\frac{3{,}10 - 2{,}19}{0{,}0358}\right)^2 = 1415\,\mathrm{t/cm^2}$ und hieraus $\tau = \frac{T}{E} = \frac{1415}{2150} = 0{,}66$.

Mit $\tau = 0{,}66$ ist

$$\lambda_0 = \frac{740}{14{,}7} \sqrt{1 + \frac{2{,}5 \cdot 64^3 \cdot 138}{57{,}5 \cdot 740^2 \cdot 9{,}6} \cdot 0{,}66} = 55{,}6 .$$

(Man erkennt hier den geringen Einfluß von $\tau$.)

$$P_k = (3{,}100 - 0{,}0114 \cdot 55{,}6) \cdot 138{,}0 \cdot 0{,}9 = 306\,\mathrm{t} .$$

Die kleinste Knickkraft beträgt hier 306 t. Mit $\nu = 2{,}4$ ist die Gebrauchslast der Stütze

$$P = \frac{306}{2{,}4} = 128\,\mathrm{t} .$$

Wie zu erwarten war, besitzt der Fachwerkstab gegenüber dem Rahmenstab eine etwas größere Tragkraft.

Aus der Querkraft $Q = \frac{138{,}0}{28} = 4{,}9$ t erhält man die Diagonalkraft

$$D_k = 4{,}9 \frac{64}{29} = 10{,}8\,\mathrm{t} .$$

Jede Einzeldiagonale ist mit 2 einschnittigen Nieten 16 ⌀ angeschlossen, daher des Stabes

$$\sigma_k = \frac{10{,}8}{9{,}6 - 2 \cdot 1{,}6 \cdot 0{,}5} = 1{,}35\,\mathrm{t/cm^2}$$

und der Niete $\sigma_s = \frac{10{,}8}{4 \cdot 2{,}0} = 1{,}35\,\mathrm{t/cm^2}$, $\sigma_l = \frac{10{,}8}{4 \cdot 1{,}6 \cdot 0{,}5} = 3{,}38\,\mathrm{t/cm^2}$.

Das Schlankheitsverhältnis der Diagonale ist

$$\lambda = \frac{64}{1{,}14} = 56$$

und entspricht jenem des Gesamtstabes.

In der Praxis ist bei Stützen die weitaus größere Anzahl der Knickbelastungsfälle recht verwickelt, z. B. bei Hallen mit Laufkranen und Konsolkranen, bei Windangriff usw.

Es ist ratsam, in solchen Fällen mit der Beanspruchung unter 1,00 t/cm² zu bleiben.

In komplizierten Fällen dient zur Ermittlung der Knicksicherheit das zeichnerische Verfahren von Luigi Vianello*).

Man nimmt zunächst nach Gutdünken eine Form der elastischen Linie an, damit sind die Hebelarme der Knicklast und hiermit die Biegungsmomente für diese Form der Ausbiegung bekannt. Zu diesen Biegungsmomenten konstruiert man eine zweite Biegungslinie. Ist die erste Linie in ihrem allgemeinen Verlaufe (abgesehen von dem absoluten Werte der Ausbiegungen) von der zweiten zu stark abweichend, so kann man die erste Annahme entsprechend verbessern und die Konstruktion wiederholen. Ist $G$ die Fläche der ersten Linie und $B$ diejenige der konstruierten Biegungslinie, so ist die vorhandene Knicksicherheit:

$$\nu = \frac{G}{B}.$$

Im übrigen sei auf die angegebene Quelle verwiesen, welche den Beweis nebst 6 Beispielen enthält.

## 3. Der Stützenfuß.

Die an der Stütze angreifenden Kräfte werden durch den Stützenfuß in das Fundament geleitet, daher muß der Stützenfuß so groß bemessen werden, daß die zulässige Pressung zwischen der Fundamentoberkante und der Fußplatte nirgends überschritten wird. In der Regel wird die Fußplatte rechteckig ausgebildet und bei der Berechnung der Fugenpressung angenommen, daß die Platte eine Ebene bleibt. Diese Voraussetzung erfordert theoretisch eine starre Platte; dementsprechend muß der Stützenfuß stets so steif als möglich konstruiert werden.

Die eigentliche Platte wird 12—20 mm stark gemacht und der Stützenschaft (bei sorgfältiger Ausführung) mit ge-

*) Zeitschr. d. Vereins d. Ing. 1898, Nr. 52, S. 1436.

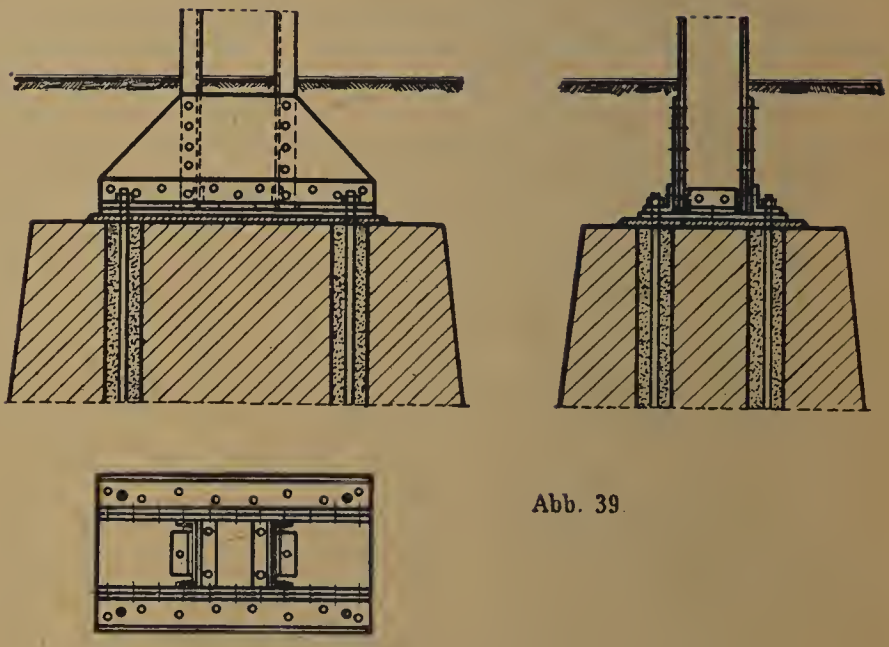


Abb. 39.

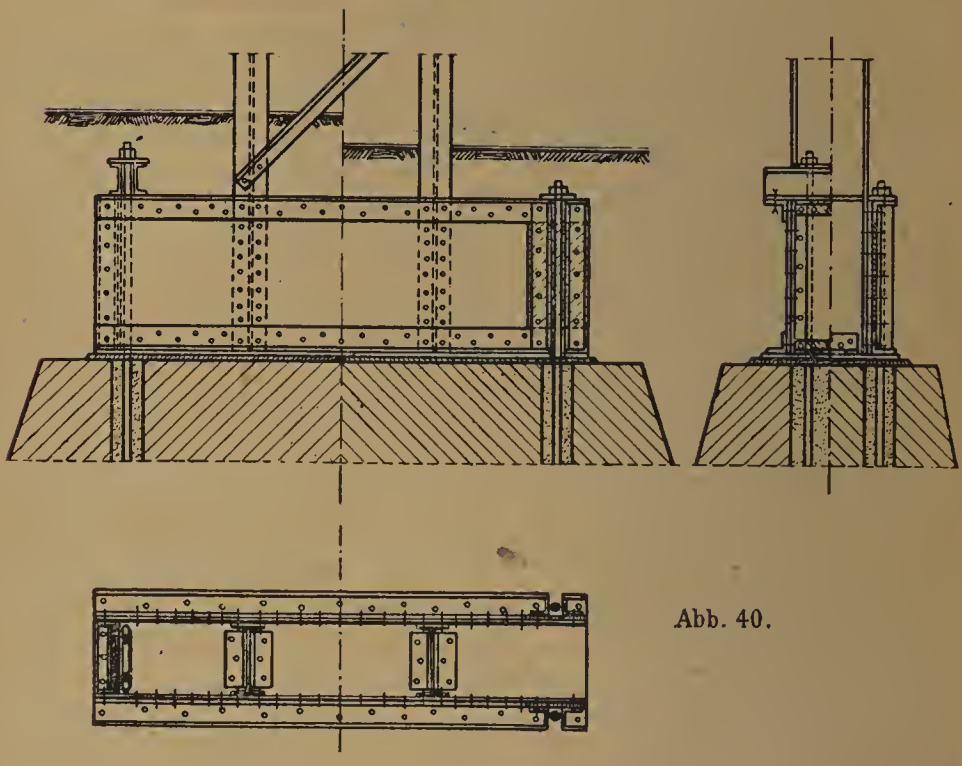


Abb. 40.

frästem Ende stumpf aufgesetzt. Für die Druckverteilung verwendet man bei kleineren Stützen trapezförmige Versteifungsbleche, welche durch kräftige Winkeleisen mit der Fußplatte verbunden sind (Abb. 39). Die Nietung soll allein die Kräfte aufnehmen, da mit der unmittelbaren Kraftübertragung durch die gefrästen Schaftenden mit Gewißheit nicht gerechnet werden kann.

Bei größeren Stützen bildet man die Versteifungen, wie Blechträger, mit Gurtwinkeln aus (Abb. 40). Die Ankerschrauben läßt man dann nicht unten an der Platte, sondern oben, direkt oder durch Traversen, angreifen.

Damit eine gleichmäßige Druckverteilung auf die Fundamentoberkante gewährleistet ist, wird eine Zementfuge von mindestens 2 cm Dicke zwischen Fußplatte und Fundament vorgesehen. Bei größeren Platten ist darauf zu achten, daß das Untergießen, außer vom Rande der Platte her, auch von der Mitte aus erfolgen kann, wofür in der Platte noch einige Eingußöffnungen vorzusehen sind.

### B. Gußeisen.

Gußeiserne Stützen werden seltener angewendet und es soll exzentrische Belastung möglichst vermieden werden. Wegen der geringen Zugfestigkeit gegenüber großer Druckfestigkeit ist das Material zur Aufnahme von Biegungsmomenten weniger geeignet.

Der Schaft wird mit kreisringförmigem oder rechteckigem Querschnitt ausgeführt. Erstere Anordnung kommt für Innenstützen, letztere für Wand- und Ladenfront-Stützen zur Anwendung. Das Material gestattet reiche architektonische Ausführung.

Die kleinste Wandstärke sei $s = 13$ mm, oder besser $s = 1{,}5 \cdot l + 10$ mm, wobei $l$ die Säulenhöhe in m angibt.

Im folgenden wird Gußeisen mit $E = 1000$ t/cm² und nur zentrische Belastung in Betracht gezogen. Die Bezeichnungen und Einheiten sind dieselben wie bei IV, A 1, S. 28.

a) $\lambda = \frac{l}{i}$ ist größer als 80. Geltungsbereich der Eulerformel.

$$P_k = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l^2} = \frac{9870}{\lambda^2} \cdot F\,,$$
$$\nu = \frac{P_k}{P} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{P \cdot l^2} \quad \text{und} \quad J_{erf} = \frac{\nu \cdot P \cdot l^2}{\pi^2 \cdot E}\,, \tag{16a}$$

oder auch

$$\nu = \frac{J}{P \cdot l^2}\,,$$

wobei $J$ in cm⁴, $l$ in m und $P$ in t einzusetzen ist, bei $\nu = 6$ ist $J_{erf} = 6 \cdot P \cdot l^2$, bei $\nu = 8$ ist $J_{erf} = 8 \cdot P \cdot l^2$.

b) $\lambda$ liegt zwischen 5 und 80. Geltungsbereich der Tetmajer-Formel. Es ist:

$$P_k = F\,(7{,}76 - 0{,}12 \cdot \lambda + 0{,}00053 \cdot \lambda^2) \text{ [Tonnen]} \tag{17a}$$

und die Sicherheit $\nu = \frac{P_k}{P}$.

c) $\lambda$ ist kleiner als 5. Hier kommt Knickung nicht mehr in Frage, sondern nur reine Druckbeanspruchung.

## V. Säulen-Fußplatte und Verankerung.

Eine einwandfreie Ankerberechnung gibt es nicht, da eine befriedigende Übereinstimmung der Ausführung mit den theoretischen Voraussetzungen nicht zu erzielen ist.

Z. B. erhöht das willkürliche Anziehen der Mutter die Anfangsspannung im Anker; diese Spannung kann jedoch nie so groß werden, daß der ganze Flächenteil „$a$“ gedrückt wird. Die Berücksichtigung der Formänderung des Fundamentes läßt sich nur mangelhaft einführen, auch ist die Annahme einer starren Fußplatte nicht zutreffend. Es gibt eine

ganze Anzahl von Berechnungsarten, welche recht verschiedene Resultate liefern und zum Teil ein beschränktes Geltungsbereich haben.

Im folgenden wird eine Berechnungsart wiedergegeben, welche stets anwendbar ist und deren Ergebnisse dem praktischen Gefühl am besten entsprechen.*)

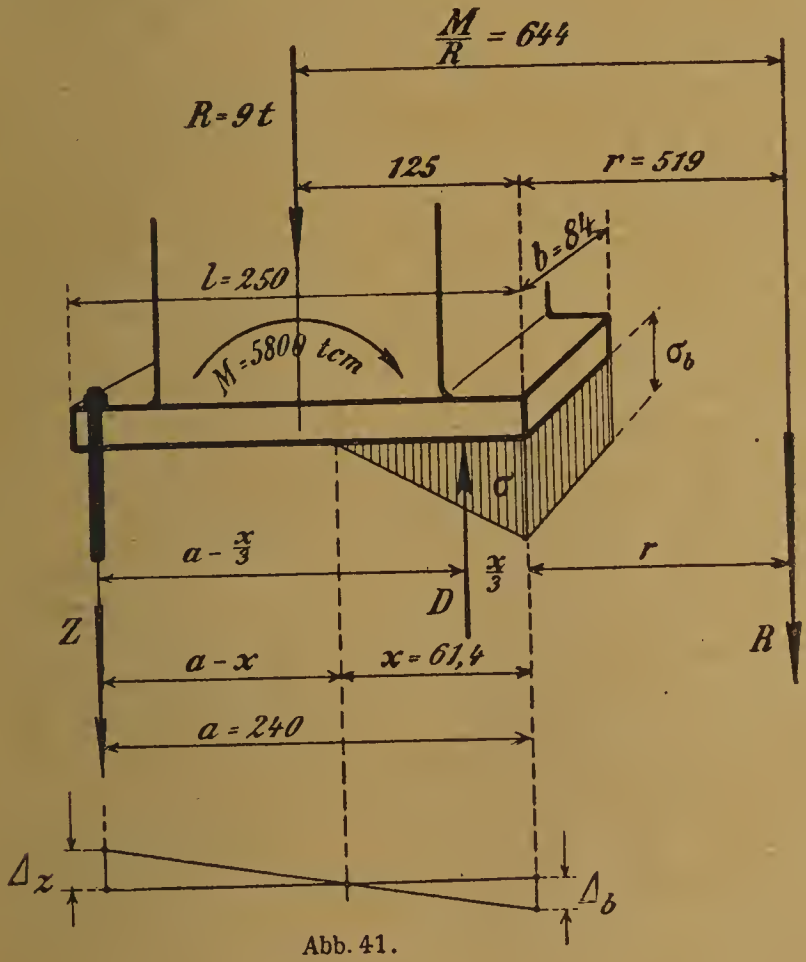



Abb. 41.

Zur Darstellung des Gleichgewichtszustandes sind 3 Gleichungen erforderlich. Bei Annahme starrer Fußplatte und

*) Abhandlungen hierüber wurden ferner gegeben von:
Th. Siemers, Deutsche Technikerzeitung 1908, Heft 2.
M. Fischer, Statik und Festigkeitslehre, 1910.
Janser, Der Eisenbau 1912, Heft XII.
Spangenberg, Zentralblatt d. Bauverwaltg. 1915, Seite 407.
Wansleben, Der Bauingenieur 1920, Seite 589.

Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes für das Fundamentmaterial lauten die Gleichungen folgendermaßen:

$$\left.\begin{aligned} &\text{I. } Z + R = D \\ &\text{*) II. } Z\left(a - \frac{x}{3}\right) = R\left(\frac{x}{3} \pm r\right) \\ &\text{III. } \frac{\Delta_b}{\Delta_z} = \frac{x}{a - x} \end{aligned}\right\} \quad (32)$$

Die erste und zweite Gleichung besagen, daß die Summe aller Vertikalkräfte und Momente gleich null ist; die dritte drückt aus, daß die Fußplatte eine Ebene bleibt. Zur Ermittlung der Länge $x$ des gedrückten Teiles der Fußplatte erhält man aus den gegebenen drei Gleichungen durch einige Umformungen die kubische Gleichung

$$\text{*) } x^3 + x^2(\pm 3r) + x \cdot c - a \cdot c = 0, \quad (33)$$

hierin bedeutet mit $n = \frac{Ee}{Eb}$ und dem Ankerquerschnitt $F$

$$c = \frac{6 \cdot n \cdot F}{b}\left(a \pm r\right).$$

Es ist am einfachsten, die Gl. (33) durch probieren zu lösen. Ist $x$ gefunden, so erhält man den Ankerzug

$$Z = R\frac{\pm 3r + x}{3a - x} \quad (34)$$

und mit $D = Z + R$ die Kantenpressung

$$\sigma_b = \frac{2D}{b \cdot x}. \quad (35)$$

Fällt $R$ innerhalb der Platte mit dem Abstande $-r = \frac{a}{3}$, so wird der Ankerzug $Z = 0$. Ist also $r > -\frac{a}{3}$, so gelten

*) Das Minuszeichen vor $r$ gilt, wenn $R$ innerhalb der Fußplatte fällt.

vorstehende Rechnungen nicht; es entsteht dann kein Ankerzug mehr und die Kantenpressung ist:

$$\sigma_b = \frac{R}{b \cdot l} \pm \frac{6\,M}{b \cdot l^2} \qquad (35a)$$

Wird die Stütze nur durch Horizontalkräfte belastet (z. B. Licht- und Leitungsmaste), so ist $R = 0$, demnach $Z = D$. Unter Berücksichtigung dieser Umstände erhält man aus den geänderten Gleichungen (32) die Länge des gedrückten Teiles der Fußplatte zu

$$x = \frac{n \cdot F}{b}\left(-1 + \sqrt{\frac{2 \cdot a \cdot b}{n \cdot F} + 1}\right), \qquad (36)$$

ferner: $$Z = \frac{3 \cdot M}{3\,a - x} \quad \text{und} \quad \sigma_b = \frac{2 \cdot Z}{b \cdot x}. \qquad (37)$$

Man kann die Verankerung der Stützen auch umgehen, indem man den Säulenschaft direkt in das Fundament einbetoniert. In der Regel wird diese Anordnung bei Licht- und Leitungsmasten angewendet, zuweilen auch bei Gebäudestützen.

Beispiel. Für die Stütze einer Halle sind folgende Belastungsmöglichkeiten ermittelt:

| | | |
|---|---|---|
| Eigengewicht | $M_g = -$ 200 tcm | $Q_g = 8$ t |
| Schnee | $M_s = -$ 350 tcm | $Q_s = 7$ t |
| Wind | $M_w = \begin{cases} + 6000 \text{ tcm} \\ - 5000 \text{ tcm} \end{cases}$ | $Q_w = 1$ t |
| Laufkran | $M_k = +$ 3900 tcm | $Q_k = 78$ t. |

Für die Anker ist der Belastungsfall mit größtem Moment bei kleinster Last am ungünstigsten, während für die Kantenpressung das größte Moment bei größter Last den ungünstigsten Fall darstellt.

Für die Fußplatte sind die in Abb. 41 angegebenen Abmessungen gewählt. An jeder Seite werden zwei Anker von 2″ ⌀ mit $2 \cdot 14{,}9 = 29{,}8$ cm² Kernquerschnitt und $2 \cdot 21{,}0 = 42{,}0$ cm² Schaftquerschnitt angenommen.*)

*) Bei den Ankern ist hier angenommen, daß das Gewinde einfach in den Rundeisenschaft geschnitten ist; womit allerdings eine kleine Materialverschwendung verbunden ist. Größere Anker werden daher mit angestauchtem Gewinde ausgeführt, dann erhält der Schaft den Kernquerschnitt des Gewindes.

Als angreifende Kräfte kommen für die Anker in Betracht:

| Rechtsdrehende Momente | | Linksdrehende Momente | |
|---|---|---|---|
| $M_g = -200$ tcm, | $Q_g = 8$ t | $M_g = -200$ tcm, | $Q_g = 8$ t |
| $M_w = +6000$ tcm, | $Q_w = 1$ t | $M_w = -5000$ tcm, | $Q_w = 1$ t |
| $M_{g+w} = +5800$ tcm, | $Q_{g+w} = 9$ t | $M_{g+w} = -5200$ tcm, | $Q_{g+w} = 9$ t |

Der Unterschied ist so gering, daß eine beiderseits gleiche Verankerung gerechtfertigt ist; die Berechnung wird nur für die rechtsdrehenden Momente durchgeführt.

$$\varepsilon = \frac{M}{R} = \frac{5800}{9} = 644 \text{ cm},$$
$$r = 644 - 125 = 519 \text{ cm}.$$

Es wird Betonfundament angenommen, daher $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$.

Mit den gegebenen Abmessungen erhalten wir:

$$c = \frac{6 \cdot 15 \cdot 42{,}0}{84}\left(240 + 519\right) = 34155 \text{ cm}^2.$$

Die erhaltenen Werte in Gl. (33) eingesetzt:

$$x^3 + x^2 \cdot 1557 + x \cdot 34155 = 8197200$$
$$x = 61{,}4 \text{ cm}.$$

Der Ankerzug ist nun nach Gl. (34):

$$Z = 9{,}0 \frac{3 \cdot 519 + 61{,}4}{3 \cdot 240 - 61{,}4} = 22{,}1 \text{ t}.$$

Die Anker werden beansprucht mit

$$\sigma_e = \frac{22{,}1}{29{,}8} = 0{,}742 \text{ t/cm}^2.$$

Für die größte Kantenpressung kommen folgende Belastungsfälle in Betracht:

Rechtsdrehende Momente

| | | | |
|---|---|---|---|
| $M_{g+w}$ | $= +5800$ tcm | $Q_{g+w}$ | $= 9$ t |
| $M_k$ | $= +3900$ tcm | $Q_k$ | $= 78$ t |
| $M_{g+w+k}$ | $= +9700$ tcm | $Q_{g+w+k}$ | $= 87$ t |

Linksdrehende Momente

| | | | |
|---|---|---|---|
| $M_{g+w}$ | $= -5200$ tcm | $Q_{g+w}$ | $= 9$ t |
| $M_s$ | $= -350$ tcm | $Q_s$ | $= 7$ t |
| $M_{g+w+s}$ | $= -5550$ tcm | $Q_{g+w+s}$ | $= 16$ t. |

Die Beanspruchung durch rechtsdrehende Momente wird am größten.

$$e = \frac{M}{R} = \frac{9700}{87} = 111{,}5 \text{ cm},$$

$$r = 111{,}5 - 125 = -13{,}5 \text{ cm},$$

$$c = \frac{6 \cdot 15 \cdot 42{,}0}{84}\left(240 - 13{,}5\right) = 10193 \text{ cm}^2,$$

$$x^3 - x^2 \cdot 40{,}5 + x \cdot 10193 = 2446320$$

$$x = 121{,}8 \text{ cm}.$$

$$Z = 87{,}0\,\frac{-3 \cdot 13{,}5 + 121{,}8}{3 \cdot 240 - 121.8} = 11{,}8\,\text{t}, \quad D = 11{,}8 + 87{,}0 = 98{,}8\,\text{t}.$$

Die größte Kantenpressung ist nach Gl. (35)

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 98800}{84{,}0 \cdot 121{,}8} = 19{,}3\,\text{kg/cm}^2.$$

Die Ankerköpfe greifen unten in die einbetonierten Splinte ein, welche aus je 2 ⌐- oder ⌊-Eisen gebildet werden. Die Splinte werden hauptsächlich auf Abscheren beansprucht, denn Biegungsspannung kommt kaum in Frage, da der umhüllende Betonkörper fast starr ist.

## VI. Fundamente.

Die Fundamentsohle muß mindestens 1,0 bis 1,2 m tief (Frostgrenze) liegen und so groß bemessen werden, daß nirgends die zulässige Bodenpressung überschritten wird. Die an der Fundamentoberkante angreifenden Kräfte seien: die Last $R$, das Moment $M_o$ und die Horizontalkraft $H$. Bezeichnet $G$ das Gewicht des Fundamentblockes, so wirken an der Fundamentsohle die Kräfte

$$Q = R + G \text{ und } M = M_o + H \cdot h.$$

Die Horizontalkraft $H$ wird durch den Reibungswiderstand zwischen Fundamentsohle und Boden aufgenommen. Der Angriffspunkt von $Q$ liegt um das Maß $e = \frac{M}{Q}$ von der Fundamentmitte entfernt.

Ist $e < \frac{l}{6}$, so bleibt die ganze Grundfläche gedrückt; mit $W = \frac{b \cdot l^2}{6}$ und $F = b \cdot l$ erhält man die größte Kantenpressung zu

$$\sigma = \frac{Q}{F} + \frac{M}{W} \cdot \tag{38}$$

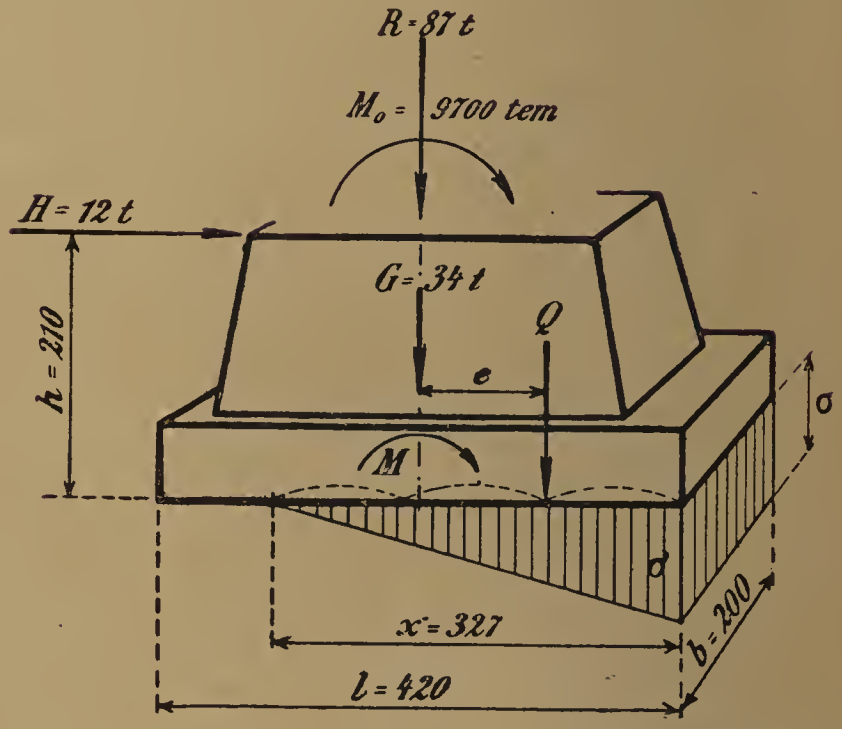



Abb. 42.

Ist $e > \frac{l}{6}$, so wird nur ein Teil der Fundamentsohle gedrückt; die Länge des gedrückten Teiles ergibt sich zu $x = 3\left(\frac{l}{2} - e\right)$ und hiermit die größte Kantenpressung

$$\sigma = \frac{2\,Q}{b \cdot x} \cdot \tag{39}$$

Die Gleichungen (38) und (39) werden für Stützenfundamente stets angewendet; hierbei ist der passive Erddruck nicht berücksichtigt, da späteres Abgraben der Erdhinterfüllung meistens nicht ausgeschlossen ist.

Bei Mastenfundamenten hingegen wird aus wirtschaftlichen Gründen der Einwirkung des seitlichen Erdruckes Rechnung getragen. Berechnungsmethoden hierfür sind von H. Fröhlich, F. Wansleben und W. L. Andrée erschienen*).

Guter Baugrund darf mit 3 bis 4 kg/cm² beansprucht werden. Die ausnahmsweise zulässige Wahl höherer Beanspruchungen ist besonders zu begründen.

Angaben über Bodenbeanspruchungen.

| | |
|---|---|
| Nicht fest gelagerter feiner Sand . . . . . | 1,5—2,5 kg/qcm |
| Sehr fester dichter Sand . . . . . | 6,5—7,5 „ |
| Trockener, festgelagerter Baugrund von vorwiegend kiesiger Beschaffenheit ohne wesentlichen Tongehalt . . . . . | 2,5—5,0 „ |
| Lehmiger Boden mit 30—70% Sand. . . . . | 0,8—1,6 „ |
| Fester Ton mit feinem Sand gemengt . . . . | 4,0—5,0 „ |
| Harter Mergel . . . . . | 5,4—8,7 „ |
| Fester schiefriger und feiner Schotter . . . . | 6,5—8,7 „ |
| Angeschütteter Boden . . . . . | 0,5 „ |
| Sandstein, der in der Hand zerbröckelt . . . | 1,6—1,9 „ |
| Fester Fels . . . . . | 10—20 „ |

Natürlich sind diese Angaben nicht erschöpfend und sollen nur als ungefährer Anhaltspunkt dienen. Auch kommt es vor, daß auf derselben Baustelle eine Bodenart in die andere übergeht; daher soll man im Bureau die Ergebnisse der Bodenuntersuchungen gut beachten.

Beispiel für ein Säulenfundament.

Der ungünstigste Belastungsfall für die Bodenpressung ist das Zusammentreffen von größter Last mit größtem Moment.

*) Dr.-Ing. H. Fröhlich, Beitrag z. Berechnung von Mastfundamenten, Berlin 1915. — F. Wansleben, Berechnung blockförmiger Mastfüße, Zentralblatt d. Bauverwaltung 1917, Nr. 76, S. 477. — W. L. Andrée, Zur Berechnung von Mastenfundamenten, Der Eisenbau 1920, Nr. 12, S. 210.

Wir nehmen den Belastungsfall des vorigen Beispieles (S. 44) an. Hiernach wirken an der Fundamentoberkante die Kräfte:

$$M = +\,9700 \text{ tcm}, \quad R = 87 \text{ t} \text{ und } H = 12 \text{ t}$$
$$\text{bzw. } M = -\,5550 \text{ tcm}, \quad R = 16 \text{ t} \text{ und } H = -\,6 \text{ t}.$$

(Diese 12 bzw. 6 t stellen die Horizontalkraft aus Wind dar.)

Der angenommene Fundamentkörper (Abb. 42) hat 10 m³ Inhalt, somit verbleiben für das auflastende Erdreich $4{,}2 \cdot 2{,}0 \cdot 2{,}1 - 10 = 7{,}2$ m³. Es ist daher das Gewicht

$$G = 10{,}0 \cdot 2{,}2 + 7{,}2 \cdot 1{,}6 = \sim 34 \text{ t}^*).$$

a) Rechtsdrehende Momente:

$$M = 9700 + 12 \cdot 210 = 12220 \text{ tcm},$$
$$Q = 87 + 34 = 121 \text{ t},$$
$$e = \frac{12220}{121} = 101 \text{ cm}.$$

Da $101 > \frac{420}{6}$, so wird nur ein Teil der Sohle gedrückt.

Die Länge des gedrückten Teiles ist

$$x = 3\left(\frac{420}{2} - 101\right) = 327 \text{ cm}$$

und somit die größte Bodenpressung.

$$\sigma = \frac{2 \cdot 121000}{327 \cdot 200} = 3{,}7 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Linksdrehende Momente:

$$M = 5550 + 7 \cdot 210 = 7020 \text{ tcm},$$
$$Q = 16 + 34 = 50 \text{ t},$$
$$e = \frac{7020}{50} = 140 \text{ cm} > \frac{420}{6},$$
$$x = 3\left(\frac{420}{2} - 140\right) = 210 \text{ cm},$$
$$\sigma = \frac{2 \cdot 50000}{210 \cdot 200} = 2{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

Es ergibt sich hier ein ziemlicher Unterschied zwischen den beiden Kantenpressungen. In solchen Fällen ist dann eine unsymmetrische Ausbildung des Fundaments wirtschaftlicher, denn es ist anzustreben, die $\sigma_{max}$-Werte gleich groß zu erhalten.

*) Betongewicht = 2,2 t/m³, Gewicht der Erde = 1,6 t/m².

## VII. Decken.

Um die Zweckmäßigkeit und Güte einer Deckenkonstruktion richtig zu beurteilen, ist es erforderlich, zu wissen, welche Ansprüche an die Decke gestellt werden und welche Bedingungen erfüllt sein müssen.

Hierbei kommen in Betracht: geringes Eigengewicht, Isolierfähigkeit gegen Schall und Wärme, Widerstand gegen Feuer, gute Deckenuntersicht (Anhaften des Putzes), leichte Änderungs- und Umbaumöglichkeit, schnelle Ausführungsweise und Billigkeit. Es können, je nach Zweck, einige oder sämtliche genannte Bedingungen in Betracht kommen. Zur Herstellung der Decken werden daher die verschiedensten Baustoffe herangezogen, um den Erfordernissen zu entsprechen.

In der Hauptsache unterscheidet man: a) Holzbalkendecken, b) Gewölbte Decken und c) Ebene Stein- und Betondecken.

### Eigengewichte der einzelnen Teile (nach den preußischen Hochbaubelastungsvorschriften vom 24. XII. 19).

a) Holzbalkendecken.

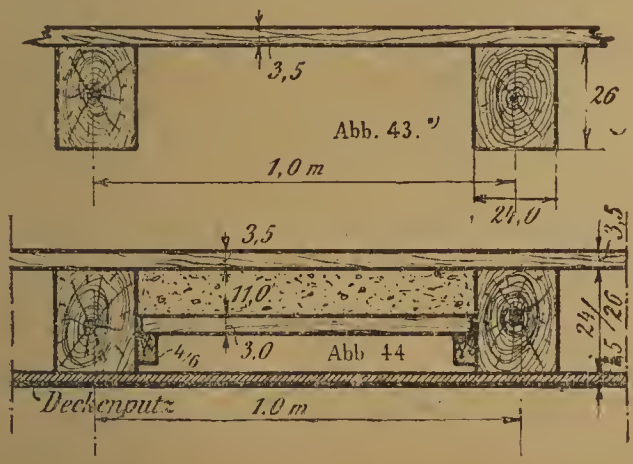



Abb. 43.

Abb 44

| | |
|---|---|
| Balken*) 24/26 cm stark, bei 1 m Mittenabstand . | 41 kg/qm |
| Bei Verminderung des Abstandes um je 5 cm mehr je | 2,5 „ |
| Halbholzbalken 12/26 cm, bei 0,8 m Mittenabstand | 26 „ |
| Bei Verminderung des Abstandes um je 5 cm mehr je | 2 „ |
| Lagerhölzer 10/10 cm, bei 1 m Mittenabstand. . . | 7 „ |
| Bei Verminderung des Abstandes um je 5 cm mehr je | 0,4 „ |
| Kieferner Bretterfußboden bzw. Schalung 2,0 cm stark | 13 „ |
| „ „ „ „ 2,5 „ „ | 16 „ |
| „ „ „ „ 3,0 „ „ | 20 „ |
| „ „ „ „ 3,5 „ „ | 23 „ |
| „ „ „ „ 6,0 „ „ | 40 „ |
| Gestreckter Windelboden aus Schleetstangen 7 cm ⌀ (25 kg), Lehm und Stroh dazu (160 kg) . . . . | 185 „ |
| Stülpdecke aus 3 cm starken Brettern mit 8—11 cm starkem Lehmschlag mit Stroh . . . . . | 168 „ |
| Halber Windelboden bei 1 m Balkenabstand | |
| Stakhölzer 3 cm stark . . . . . | 13 „ |
| Latten $^4/_6$ cm stark . . . . . | 3 „ |
| Lehmschlag 11 cm stark einschl. Stroh. . . . . | 134 „ |
| Ganzer Windelboden, dgl. | |
| Stakhölzer, 4 cm stark . . . . . | 16 „ |
| Latten $^4/_6$ cm stark . . . . . | 3 „ |
| Lehmschlag (ausschl. Stakhölzer, 26 cm stark) | 274 „ |
| Rohrung und Putz . . . . . | 20 „ |

## b) Gewölbte Decken.

(Preußische Kappen bis 2 m Spannweite, ohne Trägergewicht.)

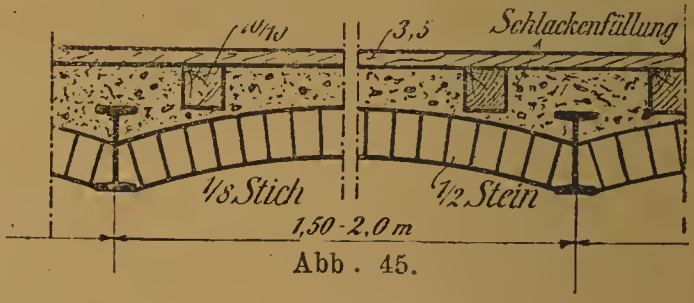



Abb. 45.

*) Der Balkenabstand von 1,0 m kommt nur für Fabrikgebäude mit Bohlenbelag in Betracht. Bei Wohnhäusern beträgt der Balkenabstand etwa 0,6 m.

| | |
|---|---|
| $^1/_2$ Stein stark aus Ziegeln einschl. Hintermauerung | 275 kg/qm |
| 1 Stein stark aus Ziegeln einschl. Hintermauerung | 540 „ |
| $^1/_2$ Stein stark aus Lochziegeln . . . . . | 200 „ |
| $^1/_2$ Stein stark aus Schwemmsteinen oder porigen Lochziegeln . . . . . | 155 „ |
| Decke aus Rabitz in Gewölbeform 5 cm stark (in der Grundfläche gemessen) bei Verwendung leichter Zuschlagstoffe . . . . . | 100 „ |
| Für jedes cm Mehrstärke . . . . . | 20 „ |

c) Ebene Stein- und Betondecken (hierzu Abb. 46—49). (ohne Trägergewicht.)

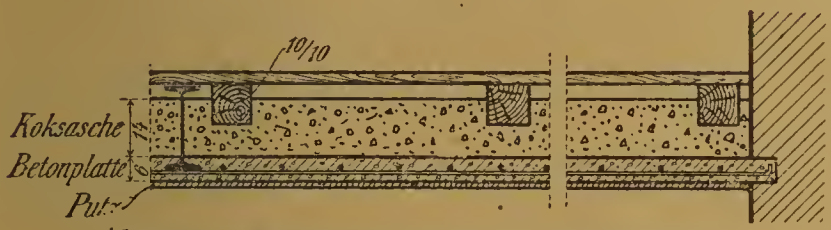



Abb. 46. Ebene Betondecke mit Eiseneinlagen.

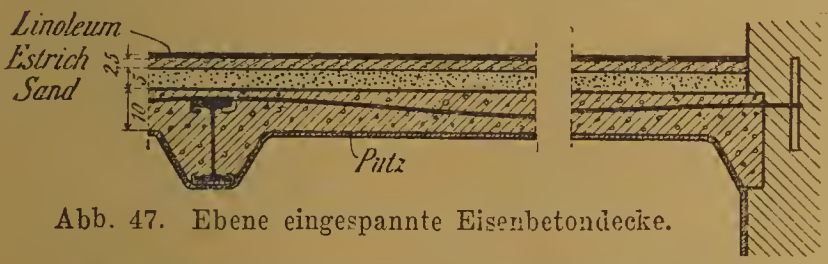



Abb. 47. Ebene eingespannte Eisenbetondecke.

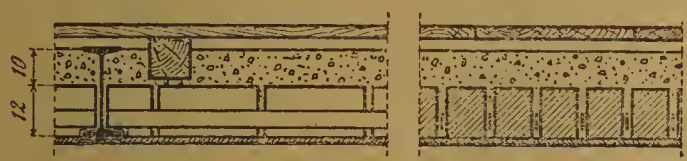



Abb. 48. Ebene Ziegeldecke mit Eiseneinlagen (Bauart Kleine).

Abb. 49. Ebene Ziegeldecke ohne Eiseneinlagen. (Securadecke und ähnliche.)

| | |
|---|---|
| 10 cm starke Betondecke einschl. Eiseneinlagen . . | 240 kg/qm |
| Ebene Steindecken ohne Eisen (Bauart Kleine und und ähnliche), und zwar: | |

| | |
|---|---|
| 10 cm starke Decke ohne Eisen aus porigen Lochziegeln in Zementmörtel | 125 kg/qm |
| 12 cm starke Decke, wie vor | 150 „ |
| 12 cm starke Decke aus Vollsteinen | 220 „ |
| Ebene Steindecken mit Eisen (Bauart Kleine und ähnliche), und zwar: | |
| 12 cm starke Decke aus Schwemmsteinen in Zementmörtel, einschl. Eisen | 125 „ |
| 12 cm starke Decke aus vollen Hartbrandziegeln in Zementmörtel, einschl. Eisen | 220 „ |
| 10 cm starke Decke aus porigen Lochziegeln in Zementmörtel, einschl. Eisen | 130 „ |
| Dgl. 12 cm stark | 156 „ |
| „ 15 „ „ | 195 „ |
| „ 18 „ „ | 234 „ |
| „ 20 „ „ | 260 „ |

## Deckenfüllstoffe.

| | |
|---|---|
| Je 1 cm Auffüllung mit Sand | 16 kg/qm |
| „ 1 „ „ „ Lehm | 16 „ |
| „ 1 „ „ „ Koksasche | 7 „ |
| „ 1 „ „ „ Kesselschlacke | 10 „ |
| „ 1 „ „ „ Kesselschlackenbeton mit Sandzusatz und zwar im Mischungsverhältnis: 1:4:4 (1 Teil Zement, 4 Teile Kesselschlacke, 4 Teile Sand) | 19 „ |
| Dgl. 1:5:3 | 17,25 „ |
| „ 1:6:2 | 15,50 „ |
| „ 1:7:1 | 13,75 „ |
| „ 1:8 | 12 „ |

## Estriche und Fußbodenbeläge aus:

| | |
|---|---|
| Je 1 cm Zement oder Zementfliesen | 22 kg/qm |
| „ 1 „ Gips | 21 „ |
| „ 1 „ Terrazzo | 20 „ |
| „ 1 „ Gußasphalt | 14 „ |
| „ 1 „ Tonfliesen | 20 „ |
| „ 1 „ Korkplatten (als Unterlage) | 3 „ |
| „ 1 „ Steinholzfußboden (Torgament) | 18 „ |
| „ 1 „ Xylolith | 18 „ |
| „ 1 mm Linoleum | 1,3 „ |

## Putz und Drahtputz.

| | | |
|---|---|---|
| Rohrdeckenputz einschl. Rohr | | 20 kg/qm |
| Je 1 cm Putz in Kalkmörtel | | 17 „ |
| „ 1 „ „ „ Kalkzementmörtel | | 19 „ |
| „ 1 „ „ „ Zementmörtel | | 21 „ |
| „ 1 „ „ „ Traßmörtel | 20 kg/qm | |
| „ 1 „ „ „ Gipsmörtel | 10 „ | |
| „ 1 „ Rabitz- oder Drahtputz | 15 „ | |
| „ 1 „ Monier- oder Zementdrahtputz | 24 „ | |

Um das Anhaften des Deckenputzes an den Trägerflanschen zu gewährleisten, werden bei Steindecken besondere Anfängersteine, welche um den Trägerflansch herumgreifen (z. B. Abb. 49), verwendet. Die Anbringung von Drahtgeflecht am unteren Trägerflansche ermöglicht ebenfalls das Anhaften des Putzes (Abb. 47 u. 48).

Abb. 50 stellt den Querschnitt eines Verwaltungsgebäudes dar. Die hölzernen Sparren übertragen ihre Last direkt auf die eiserne Rahmenkonstruktion des Dachgeschosses. Die Deckenträger, welche die zwischengestampfte Betonplattendecke aufnehmen, lagern außen unmittelbar auf den Fensterüberlagsträgern, sind mit letzteren verschraubt und außerdem mit Maueranken versehen. Die mittleren Unterzüge der Deckenträger gehen durch die Stützen durch und belasten letztere zentrisch. Die Stützen bestehen aus zwei ⊏-Eisen, deren Querschnitt dreimal abnimmt.

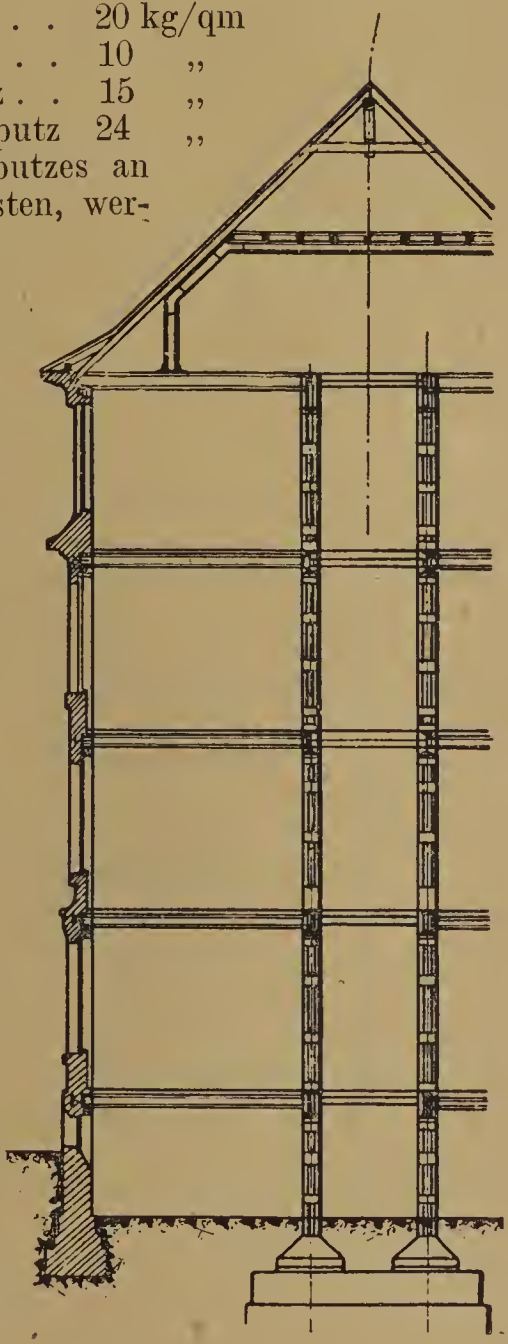


Abb. 50.

## VIII. Dacheindeckungen.

Bestimmend für die Eindeckungsart ist das Klima, der Zweck des Gebäudes, sowie die Ansprüche an Feuersicherheit, Isolierfähigkeit, Billigkeit, Unempfindlichkeit gegen Erschütterungen, chemische Einflüsse usw. Nach der Art der Dachhaut unterscheidet man: Ziegeldach, Schieferdach, Pappdach, Metalldach, Glasdach und Holzzementdach. (Schindel- und Strohdach kommen für den Eisenbau kaum in Frage.)

Damit Haltbarkeit und Dichtigkeit geboten sind, müssen Dachneigung und Eindeckungsart einander angepaßt sein. Für die Wahl des Dachneigungswinkels dienen folgende Angaben:

| | | |
|---|---|---|
| Einfaches Ziegeldach | | $30^0$—$45^0$ |
| Doppelziegeldach | | $22^0$—$35^0$ |
| Pfannendach | | $30^0$—$45^0$ |
| Falzziegeldach | | $20^0$—$35^0$ |
| Deutsches Schieferdach | mindestens | $32^0$— |
| Englisches Schieferdach | „ | $22^0$— |
| Eternit (Asbest-Zement) | „ | $18^0$— |
| Pappdach | | $4^0$—$10^0$ |
| Wellblechdach | mindestens | $18^0$— |
| Zinkdach und Kupferdach | „ | $8^0$— |
| Glasdach | „ | $20^0$— |
| Holzzementdach | | $3^0$ |

Die wichtigsten Dacheindeckungsarten mit Eigengewichten der Einzelteile sind nachstehend verzeichnet*). Die Gewichte beziehen sich auf 1 m² schräge Dachfläche.

1. Einfaches Ziegeldach aus Biberschwänzen. (Abb. 51.)

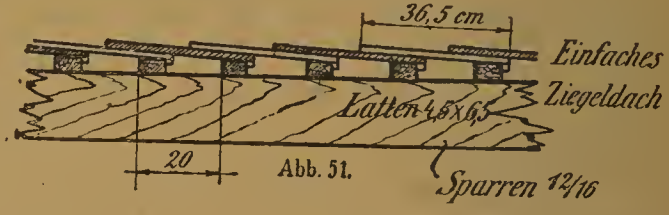


Abb. 51.

*) Zum Teil den preuß. Hochbaubelastungsvorschriften entnommen.

Lattenteilung = 20 cm.
Dachsteine (49 kg), Mörtel und Spließe (4 kg), Holzlatten $^{4,5}/_{6,5}$ (8 kg), Holzsparren $^{12}/_{16}$ in 1 m Abstand (13 kg) = 74 kg/m².

2. Doppelziegeldach aus Biberschwänzen.
Lattenteilung = 14 cm.
Dachsteine (63 kg), Mörtel (6 kg), Holzlatten $^{4,5}/_{6,5}$ (11 kg), Holzsparren $^{12}/_{16}$ (13 kg) = 93 kg/m².

3. Pfannendach.
Lattenteilung = 24 cm.
Pfannen (43 kg), Mörtel (16 kg), Holzlatten $^{4,5}/_{6,5}$ (6 kg), Holzsparren $^{12}/_{16}$ (13 kg) = 78 kg/m².

4. Falzziegeldach. (Abb. 52.)

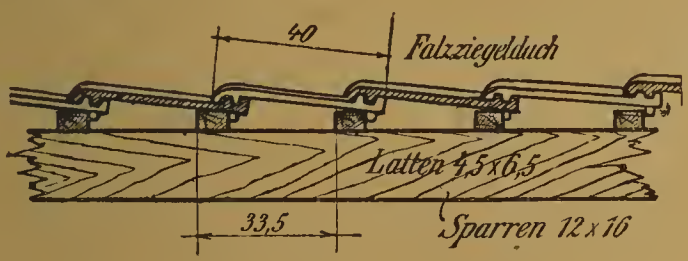


Abb. 52.

Lattenteilung = 33,5 cm.
Falzziegel (42 kg), Mörtel (3 kg), Holzlatten $^{4,5}/_{6,5}$ (5 kg), Holzsparren $^{12}/_{16}$ (13 kg) = 63 kg/m².

5. Deutsches Schieferdach auf Schalung und Pappunterlage.
Schiefer einschl. Nägel (32 kg), Dachpappe (3 kg), Schalung 2,5 cm stark (16 kg), Holzsparren $^{12}/_{16}$ (13 kg) = 64 kg/m².

6. Englisches Schieferdach auf Lattung.
Schiefer einschl. Nägel (25 kg), Holzlatten (6 kg), Holzsparren (13 kg) = 44 kg/m².

7. Eternitdach.
Eindeckung auf Eisenlatten (6 kg) oder Holzlatten (wie Nr. 6) oder auf Schalung (wie Nr. 5). Eternitschiefer wiegt 12 kg/m².

8. Einfaches Teerpappdach.
Pappe (3 kg), Asphalt, Teer, Leisten und Nägel (2 kg), Schalung 2,5 cm stark (16 kg), Holzsparren $^{12}/_{16}$ (13 kg) = 34 kg/m².

9. Doppelpappdach.
2 Lagen Pappe einschl. Nägel (10 kg), 2 Teeranstriche (4 kg), Kies (9 kg), Schalung 2,5 cm stark (16 kg), Holzsparren $^{12}/_{16}$ (13 kg) = 52 kg/m².

10. Kassettenplattendach.
Eisenarmierte Bimsbetonplatten mit 2facher Papplage.
1,8—2,2 m Fettenabstand, Platten mit Pappe = 80 kg/m²
2,3—2,7 m „ „ „ „ = 90 kg/m².

11. Wellblechdach.
Wellblech $1^1/_4$ mm stark verzinkt (15 kg), Befestigungsteile (2 kg) = 17 kg/m². Hierzu eiserne Fetten (7 kg).

12. Zinkdach oder Kupferdach.
Blech (7 kg), Schalung 2,5 cm (16 kg), Holzsparren $^{12}/_{16}$ (13 kg) = 36 kg/m².

13. Glasdach mit Sprosseneisen.

| | | | |
|---|---|---|---|
| Kittverglasung | mit | Rohglas | ~ 25 kg/m² |
| „ | „ | Drahtglas | ~ 30 „ |
| Kittlose Verglasung | „ | „ | ~ 35 „ |

14. Holzzementdach.
Holzzement (8 kg), Kies 7 cm (126 kg), 1 Lage Pappe und 3 Lagen Papier (7 kg), Schalung 3,5 cm stark (23 kg), Sparren $^{14}/_{18}$ (16 kg) = 180 kg/m².

## IX. Dachrinnen, Abfallrohre und Abdichtungen.

Die Unterhaltungskosten, sowie die Dauer eines Gebäudes sind im hohen Maße von der zweckmäßigen und haltbaren Herstellung der Dachrinnen und Dichtungen abhängig.

Den Rinnen gebe man ein Gefälle von etwa 1:100 bis 1:120 und einen mittleren Querschnitt von 1 cm² für jedes Quadratmeter der zu entwässernden Dachgrundfläche.

Bei kleineren Gebäuden wird meist eine Breite von 15 bis 20 cm und eine geringste Tiefe an der Vorderseite von 7 cm genügen. Diese Maße sind bei größeren Gebäuden auf 20 bis 30 cm und 10 cm zu erhöhen.

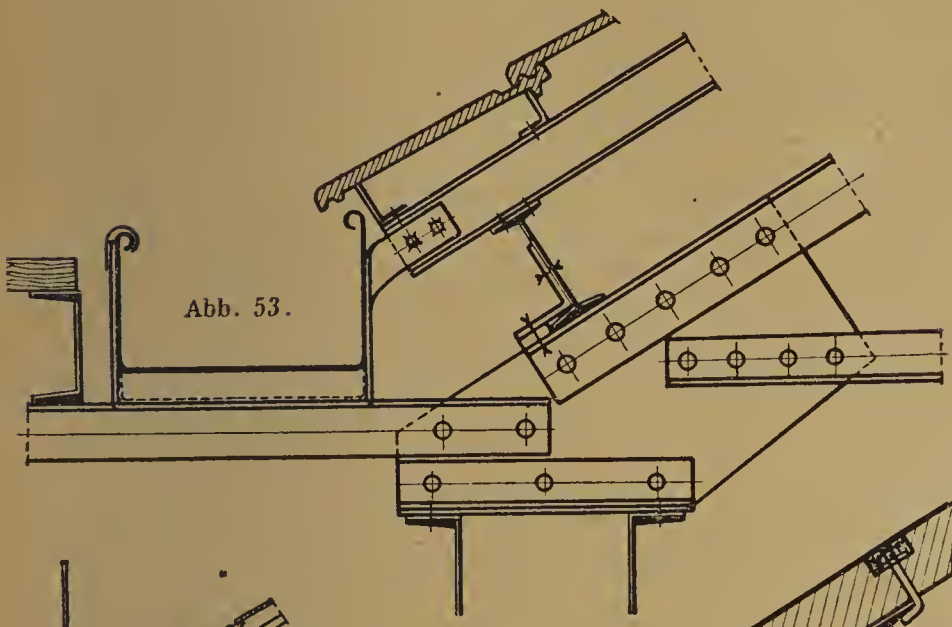


Abb. 53.

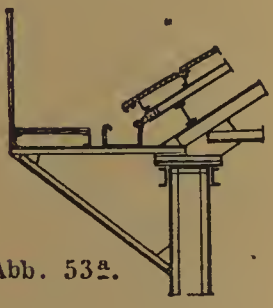


Abb. 53a.

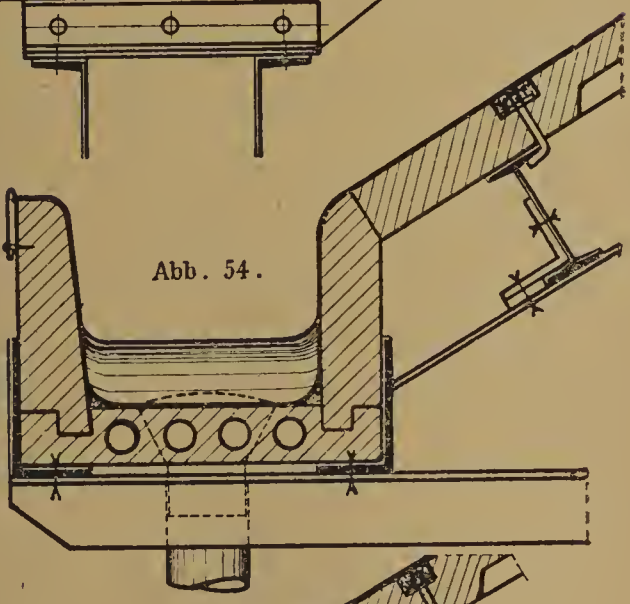


Abb. 54.

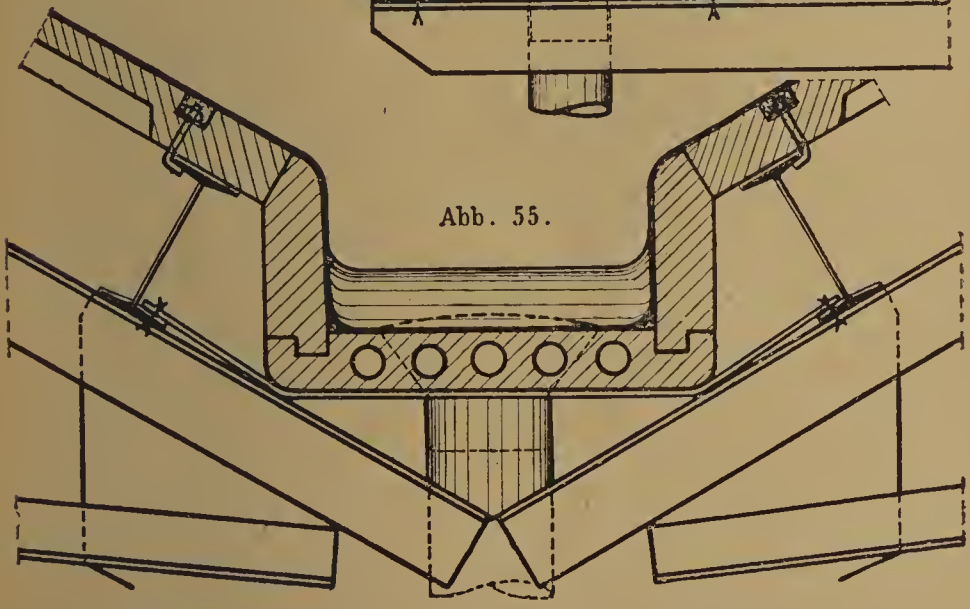


Abb. 55.

Bei Traufrinnen muß die vordere Kante tiefer als die hintere liegen, damit das Wasser nach außen überläuft, falls sich eine Verstopfung oder ein außergewöhnlicher Niederschlag einstellt.

Kehlrinnen werden als Kastenrinnen mit mindestens 30 cm Breite ausgebildet und müssen begehbar sein.

Abb. 56.

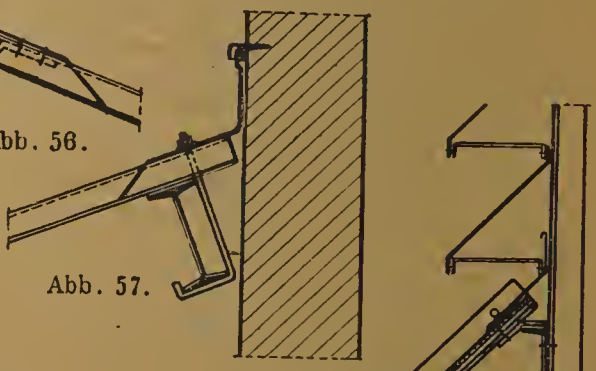


Abb. 57.

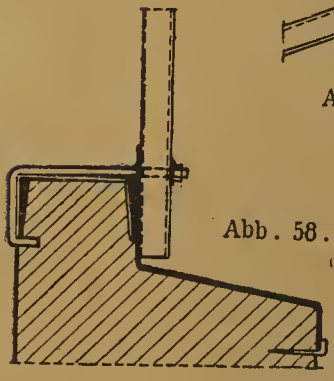


Abb. 58.

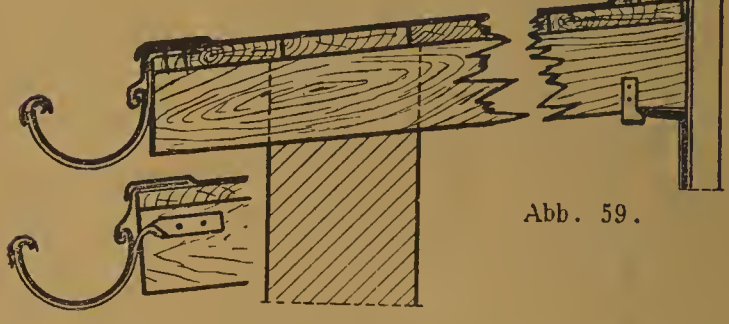


Abb. 59.

Rinnenhalter aus Flacheisen, bei großen Rinnen auch aus Winkeleisen, sind im Abstande von 0,8 bis 1,25 m vorzusehen.

Die Abb. 53 bis 59 zeigen die Einzelheiten verschiedener Ausführungsarten.

Die Rinnen werden hergestellt aus Zinkblech, verzinktem Eisenblech oder auch Gußeisen. Diese Ausführungsarten sind bei allen Dacheindeckungen anwendbar. Bei Beton-

dächern bildet man die Rinnen auch aus Eisenbeton, Steg-zementdielen oder Kassettenplatten aus und dichtet durch dreifache Papplage (Abb. 54 u. 55). Auch Holzrinnen mit dreifacher Papplage werden zuweilen bei Pappdächern auf Holzschalung angewendet.

Abfallrohre sind in Abständen von 15 bis 25 m anzubringen. Der Querschnitt sei mindestens 1,0 bis 1,2 cm² für jedes Quadratmeter der zu entwässernden Dachgrundfläche. Die Befestigung durch Schelleisen erfolgt in je 1,5 bis 3,0 m Abstand.

Die Abdichtungen werden in der Regel aus Zinkblechstreifen hergestellt. Beispiele hierfür siehe in Abb. 56, 57, 58, 59, 61, 65, 66 und 68. Die Abmessungen von Dichtungsblechen, Jalousieblechen, Rinnen, Abfallrohren u. dgl. sind stets so zu wählen, daß sie restlos aus normalen Blechtafeln geschnitten werden können. Zuweilen wird auch mehrlagige Dachpappe zu Dichtungszwecken benützt.

## X. Glasdächer.

### 1. Das äußere Glasdach.

Das Glasdach muß wasserdicht sein gegen Schlagregen, wie auch gegen Flugschnee. Auf den Sprossen müssen die Glastafeln ein genügend breites Auflager finden, sie dürfen weder abgleiten, noch vom Winde abgehoben werden können; auch dürfen sie mit ihren Auflagerstellen nicht unveränderlich fest verbunden sein, damit die Bewegungen der Eisenkonstruktion ungehindert erfolgen können.

Schweißwasser ist unschädlich abzuführen, zerbrochene Glastafeln müssen leicht auswechselbar sein. Bei Bestimmung der Sprossenteilung ist zu berücksichtigen, daß die Glastafelbreite ein Vielfaches von 3 cm ist, also 63, 66, 69, 72 cm usw. beträgt. Der Abstand von Sprossenmitte zu Sprossenmitte beträgt bei Kittverglasung 1 cm mehr als die Glastafelbreite, bei kittloser Verglasung 1 bis 2 cm mehr.

Geblasenes Rohglas wird in Stärken bis zu 5 mm und in Tafelgrößen bis zu 64 cm Breite und 1,0 m Länge hergestellt.

Gegossenes Rohglas wird in Stärken von 4 bis 90 mm hergestellt; für Dacheindeckungen vermeide man Stärken unter 6 und über 12 mm. Größter Flächeninhalt einer Tafel 2 qm.

Bei Rohglas werden meist oberhalb oder unterhalb des Daches Drahtschutznetze angeordnet, diese sind bei Drahtglas nicht nötig.

Drahtglas hat eine Stärke von 6 bis 8 mm und wird bis zu 3 qm größter Fläche angefertigt. Die Länge der Glastafeln ist ebenfalls ein Vielfaches von 3 cm und beträgt bei Rohglas bis zu 3 m, bei Drahtglas bis zu 3,5 m. Größere Längen werden wohl ausgeführt, erweisen sich aber wegen schwieriger Montage und Bruchverlust als unpraktisch.

a) Kittverglasung.

Die kleinste Auflagerbreite der Glastafel auf der Sprosse soll wenigstens 6 mm betragen. Als Sprosse wird gewöhnlich ein ⊥-Eisen gewählt. Die unterste Tafel wird durch den aufgebogenen Sprossenflansch, oder ein angenietetes Winkelstück, gehalten; während die oberen Glastafeln durch Eisenstifte oder an den Steg des ⊥-Eisens genietete Winkelstücke (Abb. 63) gegen Abgleiten gesichert werden.

Das Abheben der Glastafeln durch Wind verhindert man durch in den Steg eingesetzte Eisenstifte mit kleinen Holzkeilen. (Abb. 67.)

Für die Abdichtung des Oberlicht-Firstpunktes gibt es verschiedene Lösungen von denen einige in Abb. 60, 61, 62 und 66 dargestellt sind.

b) Kittlose Verglasung.

Die Glastafeln werden auf Rinneneisen gelagert und durch Federdruck angepreßt. Bleiröhrchen, bleiumhüllte Filzstreifen oder Teerstricke dienen als Polster zwischen Glas und Sprosse.

Abb. 60.



Abb. 61.

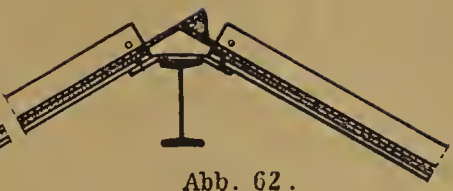


Abb. 62.

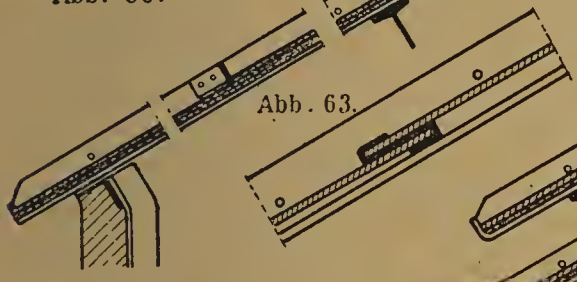


Abb. 63.

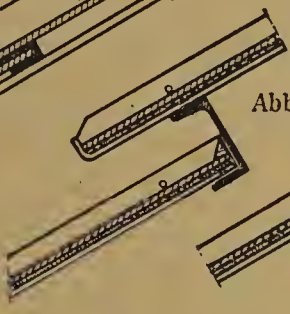


Abb. 64.

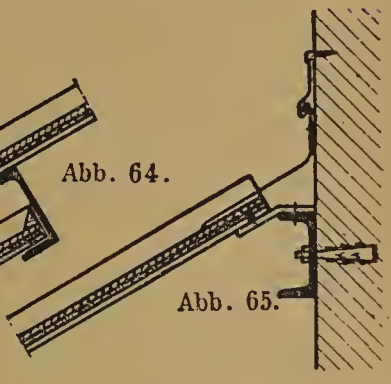


Abb. 65.

Abb. 66.

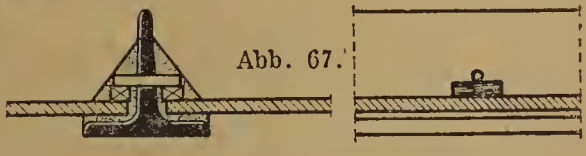


Abb. 67.

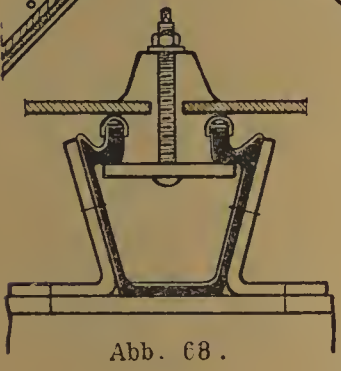


Abb. 68.

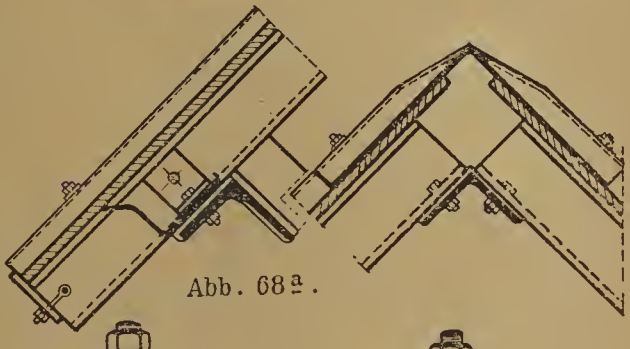


Abb. 68a.

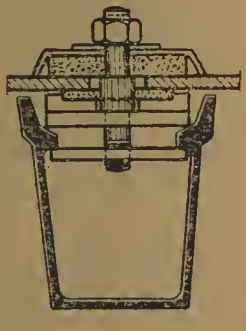


Abb. 69.

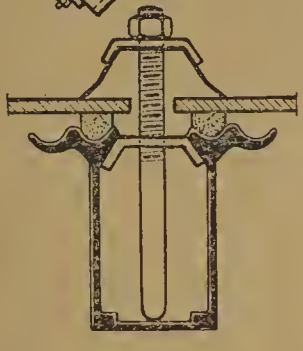


Abb. 70.

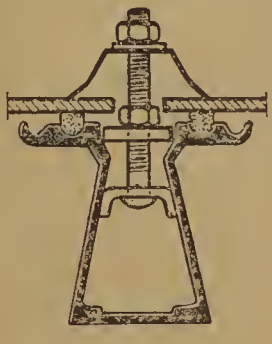


Abb. 71.

Die die Federn sichernden Schraubenbolzen müssen so befestigt werden, daß eine Durchdringung des Rinneneisens vermieden wird, da sich sonst Undichtigkeiten einstellen. Ganz besonders sind diese Bolzen vor Rost zu schützen (Metallüberzug oder Ausführung in Messing) und müssen leicht auswechselbar sein.

Es gibt zahlreiche Ausführungsarten, welche meist von Spezial-Firmen in eigenen mustergeschützten und patentierten Ausführungen hergestellt werden. Als Beispiele zeigen Abb. 69 die Degenhardtsprosse, Abb. 70 die Wemasprosse, Abb. 71 Sprosse von Jucho, Abb. 68, 68a—b Sprosse von Eickelkamp & Schmidt mit First- und Fußpunkt.

## 2. Die innere Glasdecke.

Bei heizbaren Räumen ordnet man eine innere Glasdecke an, um durch die hiermit geschaffene isolierende Luftschicht das Entweichen der Wärme und ganz besonders die Schweißwasserbildung zu vermeiden.

Es kommt hier nur Kittverglasung in Betracht. Für die Ausbildung der Einzelheiten ist sinngemäß das beim äußeren Glasdach Gesagte geltend. Als Umfassungsrahmen verwendet man ⌊- oder ⊏-Eisen. Ist die Decke freitragend, so bildet man einen Tragrost aus größeren ⊥- oder ⌶-Eisen und lagert darin die kleineren Glassprossen. Große Decken werden an der darüber liegenden Dachkonstruktion aufgehangen.

Statt der horizontalen Fläche wird auch die Form eines Walmdaches oder eines Gewölbes gewählt; übrigens bietet die dekorative Behandlung keine konstruktiven Schwierigkeiten.

Zwecks Reinigung muß die Glasdecke zugänglich gemacht werden, deshalb soll auch der Abstand zwischen dem Glasdach und der Decke hinreichend groß sein und die Glasdecke muß einen Menschen tragen können.

## XI. Dachlatten.

Das Lattendach kommt hauptsächlich für Eindeckung mit Ziegeln, Schiefer und Eternit in Frage. Der Lattenabstand schwankt zwischen 20 und 36 cm, je nach Eindeckungsart. Holzlatten werden gewöhnlich im Profil 4,5/6,5 cm verwendet und wiegen 5 bis 8 kg/m² Dachfläche, hierbei ist der Sparrenabstand 1,0 m.

Bei Anordnung eiserner Latten kann der Sparrenabstand 1,6 bis 2,0 m betragen; es kommen Winkeleisen im Profil $30 \cdot 30 \cdot 4$, $35 \cdot 35 \cdot 4$, $40 \cdot 40 \cdot 4$ und $30 \cdot 45 \cdot 4$ zur Verwendung, zuweilen werden auch die 5 und 6 mm starken Profile verlangt.

Die Latten werden durch Eigengewicht und Schnee in lotrechter Richtung, durch Winddruck in normal zur Dachfläche geneigter Richtung belastet.

### Berechnung einer Winkeleisen-Latte.

Gegeben ist der Dachneigungswinkel $\alpha$, das lotrecht wirkende Moment $M_v$ und das normal zur Dachfläche wirkende Moment $M_w$. Man ermittele nach Abb. 72 das resultierende Moment $M_r = \sqrt{V^2 + H^2}$, der Winkel $\beta$ ist alsdann: $tg\,\beta = \frac{H}{V}$ und der von $M_r$ und $M_w$ eingeschlossene Winkel $\varrho = \alpha - \beta$; hiermit ist auch der Winkel $\delta = 90^0 - \varrho - \varphi$ bekannt, welcher von der Richtung $M_r$ und der $X$-Achse des angenommenen Winkeleisenprofiles eingeschlossen wird.

Nun zerlege man das Moment $M_r$ nach der Richtung der Hauptachsen des Profiles in

$$M_x = M_r \cdot cos\,\delta \text{ und } M_y = M_r \cdot sin\,\delta$$

und erhält dann für einen Punkt „$a$“ die Beanspruchung

$$\sigma_a = \frac{M_x}{J_y} \cdot x_a + \frac{M_y}{J_x} \cdot y_a \,. \qquad (40)$$

Hierbei bezeichnen $x_a$ und $y_a$ die rechtwinkligen Abstände des Punktes „$a$“ von den Hauptachsen. (Für $\sigma_{max}$ kann Punkt „$a$“ entweder auf der Ecke oder auf der Ab-

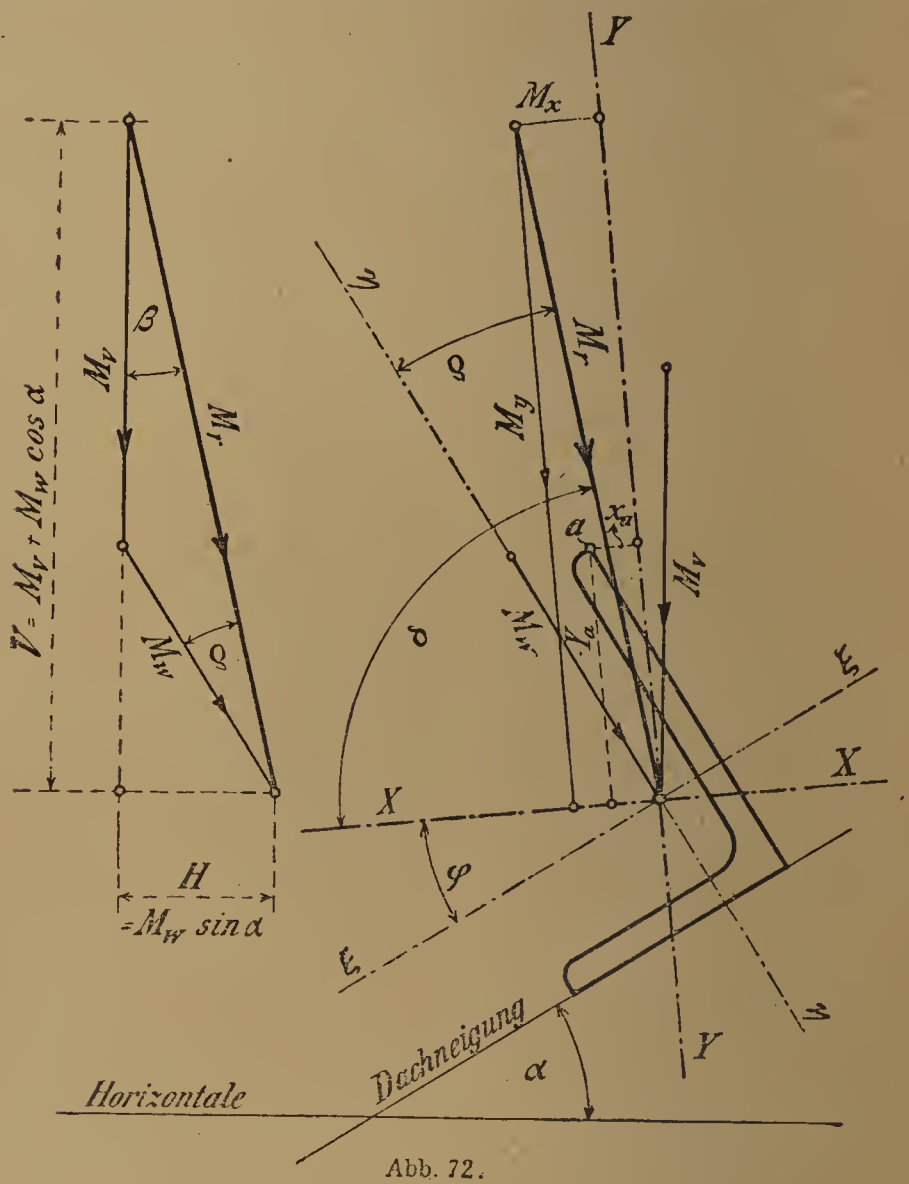



Abb. 72.

rundung des Schenkels liegen.) Das der Kraftrichtung von $M_r$ entsprechende Widerstandsmoment des Profiles erhält man nach vorhergehendem zu

$$W_\varrho = \frac{J_x \cdot J_y}{J_x \cdot x_a \cdot \cos\delta + J_y \cdot y_a \cdot \sin\delta}. \qquad (41)$$

Die kleinsten Widerstandsmomente $W_\varrho$ sind für die gebräuchlichen Lattenwinkeleisen nach Gl. (41) berechnet und auf folgender Tafel zusammengestellt.

Die Materialbeanspruchung ist hiermit

$$\sigma = \frac{M_r}{W_\varrho} \cdot \qquad (42)$$

| Profil | L 30 · 30 · 4 | L 30 · 30 · 6 | L 35 · 35 · 4 | L 35 · 35 · 6 | L 40 · 40 · 4 | L 40 · 40 · 6 | L 45 · 45 · 5 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Gewicht | 1,78 kg | 2,57 kg | 2,10 kg | 3,04 kg | 2,42 kg | 3,52 kg | 3,38 kg |
| $J_x$ | 2,85 cm⁴ | 3,21 cm⁴ | 4,68 cm⁴ | 6,50 cm⁴ | 7,09 cm⁴ | 9,98 cm⁴ | 12,40 cm⁴ |
| $J_y$ | 0,76 „ | 1,06 „ | 1,24 „ | 1,77 „ | 1,86 „ | 2,67 „ | 3,25 „ |
| $\varrho$ | Widerstandsmoment $W_\varrho$ in cm³ | | | | | | |
| 0° | 0,71 | 0,97 | 0,96 | 1,37 | 1,27 | 1,82 | 1,98 |
| 5° | 0,73 | 1,01 | 1,00 | 1,43 | 1,32 | 1,89 | 2,05 |
| 10° | 0,77 | 1,06 | 1,05 | 1,50 | 1,38 | 1,98 | 2,14 |
| 15° | 0,81 | 1,13 | 1,10 | 1,59 | 1,46 | 2,10 | 2,27 |
| 20° | 0,86 | 1,21 | 1,18 | 1,70 | 1,55 | 2,25 | 2,42 |
| 25° | 0,92 | 1,32 | 1,27 | 1,85 | 1,66 | 2,43 | 2,59 |
| 27½° | 0,96 | 1,36 | 1,32 | 1,91 | 1,72 | 2,51 | 2,69 |
| 30° | 0,99 | 1,41 | 1,37 | 1,98 | 1,79 | 2,61 | 2,80 |
| 32½° | 1,03 | 1,46 | 1,43 | 2,05 | 1,87 | 2,71 | 2,92 |
| 35° | 1,08 | 1,52 | 1,50 | 2,14 | 1,97 | 2,83 | 3,06 |
| 37½° | 1,13 | 1,58 | 1,58 | 2,23 | 2,07 | 2,97 | 3,23 |
| 40° | 1,19 | 1,66 | 1,67 | 2,35 | 2,19 | 3,13 | 3,41 |
| 42½° | 1,26 | 1,75 | 1,77 | 2,47 | 2,34 | 3,31 | 3,63 |
| 45° | 1,34 | 1,84 | 1,89 | 2,62 | 2,51 | 3,53 | 3,89 |

Der erste Lattenwinkel an der Traufkante muß einen um die Ziegeldicke höheren Schenkel aufweisen (Abb. 53); man verwendet hierfür gewöhnlich ein ungleichschenkliges Winkeleisen (etwa 60 · 40 · 5).

Da sich die Lattenwinkeleisen stets über mindestens drei und mehr Sparrenfelder erstrecken, so bilden sie kontinuier-

liche Träger; dementsprechend ist bei gleichmäßig verteilter Last das größte Biegungsmoment

$$M = Q \cdot \frac{l}{10} \cdot$$

Beispiel. Falzziegeldach mit einer Lattenteilung von 32,5 cm bei 1,60 m Sparrenabstand.
Dachneigung: $\alpha = 34^0$, $\sin\alpha = 0{,}559$, $\cos\alpha = 0{,}829$.
Eigengewicht = Falzziegel u. Latten = 45 + 6 = 51 kg/m² Dachfläche
Schnee*) = $75 \cdot \cos\alpha$ = . . . . . 62 „ „
Wind = $125 \cdot \sin^2\alpha$ = . . . . . 39 „ „
$Q_{g+s} = (0{,}051 + 0{,}062)\, 1{,}60 \cdot 0{,}325 = 0{,}059$ t.
$Q_w = 0{,}039 \cdot 1{,}60 \cdot 0{,}325 = 0{,}020$ t.

$$M_v = M_{g+s} = 0{,}059 \frac{160}{10} = 0{,}94 \text{ tcm.}$$

$$M_w = 0{,}020 \frac{160}{10} = 0{,}32 \text{ „}$$

$V = 0{,}94 + 0{,}32 \cdot \cos 34^0 = 1{,}21$ tcm, $H = 0{,}32 \cdot \sin 34^0 = 0{,}18$ tcm.

$$tg\,\beta = \frac{0{,}18}{1{,}21} = 0{,}149 = 8^0\,30', \quad \rho = 34^0 - 8^0\,30' = 25^0\,30'.$$

$$M_r = \sqrt{1{,}21^2 + 0{,}18^2} = 1{,}22 \text{ tcm.}$$

Erforderliches $W_\varrho = \frac{1{,}22}{1{,}20} = 1{,}02$ cm³ bei $\rho = 25^0\,30'$.

Wir wählen aus vorstehender Tabelle ein Winkeleisen $35 \cdot 35 \cdot 4$ mit $W_\varrho = 1{,}27$ cm³, somit:

$$\sigma_{g+s+w} = \frac{1{,}22}{1{,}27} = 0{,}96 \text{ t/cm}^2.$$

NB! Die Werte $V$, $H$, $M_r$ und $\rho$ werden auch sehr schnell zeichnerisch ermittelt.

## XII. Sparren.

Hierfür wird entweder Holz oder Eisen verwendet. Holzsparren haben eine freitragende Länge von 3,5 bis 5,0 m, werden gewöhnlich in Abständen von 0,8 bis 1,2 m verlegt und im Profil $^{13}/_{13}$, $^{12}/_{14}$ oder $^{12}/_{16}$ ausgeführt.

*) Hier sei eine Kehlrinne angeordnet und daher Schneesackbildung möglich. Wäre eine freie Traufkante vorhanden, so daß der Schnee abgleiten könnte, dann ist $q_s = 75 \cdot \cos^2\alpha = 52$ kg/m² Dachfläche.

Für eiserne Sparren kommen die kleineren Profile der I- und [-Eisen zur Anwendung. Sie werden kontinuierlich über die Fetten geführt und dürfen daher auch als durchgehende Träger gerechnet werden.

$$\left[2\text{ Felder: } M_{max} = \frac{Q \cdot l}{8},\ 3\text{ und mehr Felder: } M_{max} = \frac{Q \cdot l}{10}\right]$$

Bei der geneigten Lage des Sparrens entsteht durch die Belastung außer dem Biegungsmoment $M$ auch eine Längskraft $S$ (Dachschub).

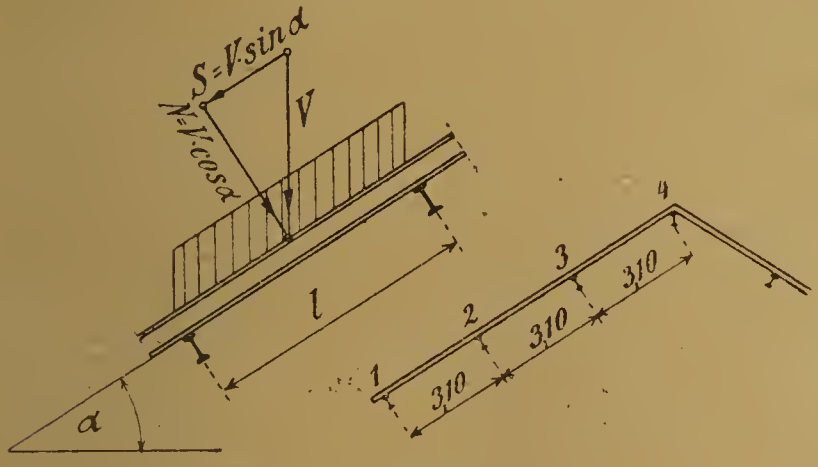



Abb. 73.

Die lotrechten Lasten $V$, wie Eigengewicht und Schnee oder eine Einzellast, zerlege man nach (Abb. 73) in zwei Komponenten parallel und rechtwinklig zum Sparren. Der Gang der Berechnung ist ersichtlich aus folgendem

Beispiel. Falzziegeldach mit eisernen Latten, Sparrenabstand = 1,6 m bei $l = 3{,}1$ m Sparrenfreilage (schräg gemessen).

Dachneigung: $\alpha = 34^0$, $\sin\alpha = 0{,}559$, $\cos\alpha = 0{,}829$.

Eigengewicht = Ziegeln, Latten und Sparren = $45 + 6 + 7 = 58$ kg/m² Dachfläche.

Schnee $= 75 \cdot \cos\alpha =$ . . . . . 62 kg/m² Dachfläche
Wind $= 125 \cdot \sin^2\alpha =$ . . . . . 39 „ „

$Q_{g+s} = V = (0{,}058 + 0{,}062)\ 1{,}6 \cdot 3{,}1 = 0{,}60$ t.

$Q_u = 0{,}039 \cdot 1{,}6 \cdot 3{,}1 = 0{,}19$ t.

Die Belastung normal zur Dachfläche beträgt:

$$N = 0{,}60 \cdot \cos 34^0 + 0{,}19 = 0{,}69 \text{ t.}$$

$$M_{max} = 0{,}69 \cdot \frac{310}{10} = 21{,}4 \text{ tcm.}$$

Bei Fette 3 wirkt der Dachschub von 2 Sparrenfeldern, daher:

$$S = 2 \cdot 0{,}60 \cdot \sin \alpha = 0{,}67 \text{ t.}$$

Als Sparren wird ein I *N P* Nr. 8 mit $W_x = 19{,}5$ cm³ und $F = 7{,}6$ cm² gewählt, somit:

$$\sigma = \frac{21{,}4}{19{,}5} + \frac{0{,}67}{7{,}6} = 1{,}097 + 0{,}088 = 1{,}185 \text{ t/cm}^2.$$

Treffen die Sparren am First zusammen, so ist deren Verbindung dem Dachschube entsprechend zu bemessen.

Handelt es sich um besonders kleine Profile, so ist bei deren Wahl die Befestigungsmöglichkeit bezüglich der Flanschbreite zu berücksichtigen.

## XIII. Fetten.

Die Fetten (Pfetten) haben die Dachlast (Eigengewicht, Dacheindeckung, Schnee und Wind) auf die Binder zu übertragen. Bei geneigter Dachfläche entstehen verschieden gerichtete Kräfte; denn Eigengewicht und Schneelast wirken lotrecht, der Wind normal zur Dachebene. Ferner erzeugen die lotrechten Kräfte noch den in der Richtung der Dachebene wirkenden Dachschub.

Es ist daher gleichgültig, in welcher Lage die Fetten stehen, stets werden schief gerichtete Kräfte angreifen. Praktisch hat es wenig Wert, die günstigste Lage der Fetten zu ermitteln, da konstruktive Gesichtspunkte für die Ausführung gewöhnlich ausschlaggebend sind und im allgemeinen bei ⊥-, ⊏- und ⌝-Eisen auf die Stellung normal zur Dachebene hinweisen, während bei Fachwerkfetten meistens die lotrechte, seltener die schräge Lage zur Anwendung kommt.

Holzfetten werden bei Binderabständen von 3 bis 5 m noch verwendet.

Eiserne Fetten aus I-, [- oder ⌐-Eisen können bis zu 12 m Binderabstand angewandt werden; die üblichen Freilagen sind ungefähr 5 bis 8 m. Für größere Binderabstände (z. B. Bahnsteig-, Markt- und Ausstellungshallen) werden Fachwerkfetten ausgeführt, welche aber auch bei kleineren Spannweiten aus architektonischen Gründen zur Anwendung gelangen.

## 1. Aufnahme des Dachschubes.

Der Dachschub ist ganz besonders zu beachten und es sind Vorkehrungen zu treffen, durch welche die seitliche Ausbiegung der Fetten vermieden wird. Falls dieses nicht möglich ist, muß die Querschnittsbemessung entsprechend gestaltet werden.

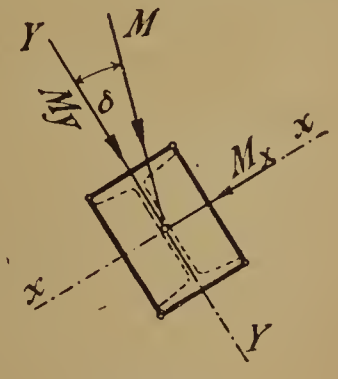


Abb. 74.

Es kommen folgende Fälle in Betracht:

a) Der Dachschub wird von jeder einzelnen Fette auf genommen. Dieser Fall kommt meistens bei Holzbalken und ⌐-Eisen vor, er ist bei I- und [-Profilen unwirtschaftlich. Ist die Umhüllungsfigur ein Rechteck (□, I- und [-Profil), so zerlegt man das schief gerichtete Angriffsmoment $M$ (Abb. 74) in die Komponenten

$$M_y = M \cdot \sin\delta \quad \text{und} \quad M_x = M \cdot \cos\delta,$$

alsdann ist:

$$\sigma_{max} = \frac{M_y}{W_x} + \frac{M_x}{W_y}. \tag{43}$$

Mit $c = \frac{W_x}{W_y}$ kann man auch schreiben $\sigma_{max} = \frac{M_y + c \cdot M_x}{W_x}$ und ermittelt hieraus das erforderliche Widerstandsmoment

$$W_x = \frac{M_y + c \cdot M_x}{\sigma}. \tag{44}$$

Mittelwerte für $c$ sind: für I-Profile $c = 8$, für [-Profile $c = 6$, für Holzbalken ist $c = \frac{h}{b}$, im Mittel 1,1 bis 1,4. Der L-förmige Querschnitt hat keine rechteckige Umhüllungsfigur und muß nach denselben Grundsätzen, wie auf Seite 63 entwickelt, berechnet werden. Die Meyerhofschen Tabellen*) bieten eine wesentliche Erleichterung.

b) Die Fetten werden von dem Dachschube entlastet, es treten dann nur normal zur Dachfläche gerichtete Kräfte auf. Die beste Materialausnützung bietet in diesem Falle die Stellung der Fette normal zur Dachebene.

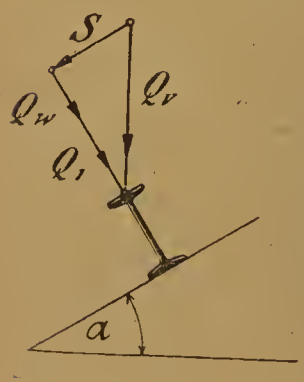


Abb. 75.

Die lotrechte Belastung wird in eine normale und in eine parallel zum Dache zerlegt (Abb. 75). Die erstere $Q_1 = Q_v \cdot \cos \alpha$, im Verein mit der Windlast $Q_w$ belastet die Fette; die zweite $S = Q_v \cdot \sin \alpha$ stellt den Dachschub dar, welcher besonders aufgenommen wird. Hierfür bieten sich verschiedene Möglichkeiten.

Bei Sparrendächern genügt die Verbindung der Fetten mit den Sparren, welche den Schub weiterleiten. Dieser Schub kann bei kleineren Binderabständen durch die als starre Tafel betrachtete Holzschalung auf die Binder übertragen werden.

Ist eine Firstfette vorhanden, so werden die Sparren mit letzterer verbunden. Hierdurch entsteht eine Zusatzbelastung aus Dachschub, welche bei symmetrischer Dachausbildung

$$V_z = 2\,S \cdot \sin \alpha \qquad (45)$$

beträgt (Abb. 76).

*) A. Meyerhof, Die Biegungsspannungen der Z-Profile, Z. d. V. d. I. 1891, S. 696.

Bei Dächern ohne Sparren (z. B. Stampfbeton, Kassettenplatten, Stegzementdielen, Wellblech) leitet man den

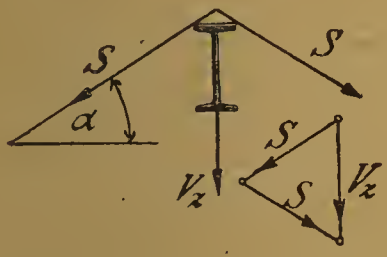



Abb. 76.

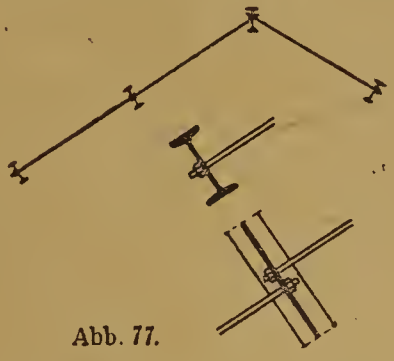


Abb. 77.

Schub $S$ durch Rund- oder auch Bandeisen in die Firstfette (Abb. 77).

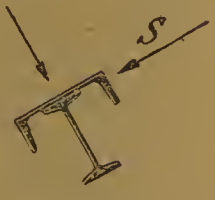



Abb. 78.

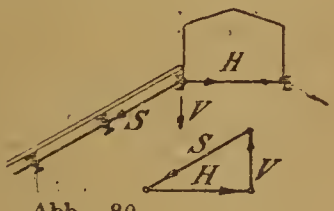



Abb. 80.

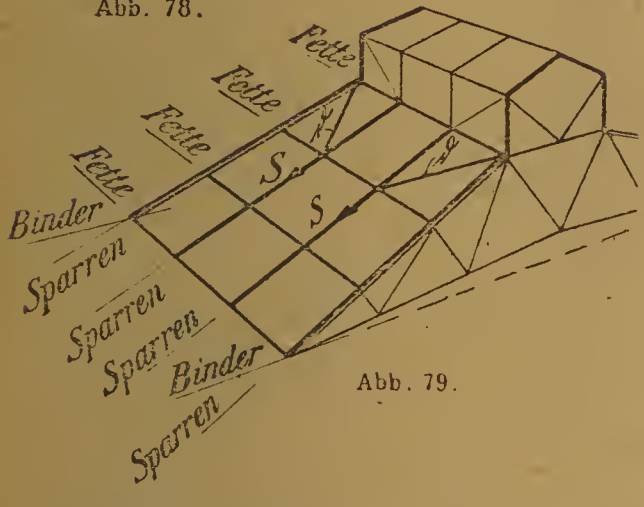



Abb. 79.

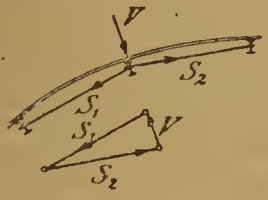



Abb. 81.

Bei Fehlen der Firstfette leitet man bei Sparrendächern den Dachschub in die Fußfette (Trauf-Fette) und ergänzt den I-Träger durch ein aufgelegtes ⊏-Eisen (Abb. 78),

welches den Schub allein aufnimmt. Dieses ⊏-Eisen wird mit dem Träger nur an den Enden verschraubt.

Eine zweite Lösung besteht darin, den Schub durch einen, in der Dachebene liegenden, leichten Fachwerkträger aufzunehmen (Abb. 79). Die Gurtungen und Pfosten werden durch die Fetten und Sparren gebildet, so daß nur noch besondere Diagonalen „d" anzuordnen sind.

Ferner kann man den Dachschub auch in die untere Laternenfette leiten (Abb. 80). Die hierbei entstehende Horizontalkomponente $H$ wird durch Zugstangen aus Rund- oder Winkeleisen aufgehoben, während die Vertikalkomponente $V$ die Zusatzbelastung der Fette bildet.

Es sei noch darauf aufmerksam gemacht, daß nicht nur im First, sondern auch bei jedem Knick in der Dachebene die Fetten eine Zusatzbelastung aus Dachschub erhalten (Abb. 81).

## 2. Durchbiegung der Fetten ohne Gelenke.

Hat man durch vorerwähnte Vorkehrungen die seitliche Ausbiegung der Fetten verhindert, so muß man auch darauf achten, daß die Durchbiegung in der Hauptrichtung (der $y$-Ebene) die zulässigen Grenzen nicht überschreitet. Die Nichtbeachtung letztgenannter Forderung führt oft zu unangenehmen Beanstandungen.

Liegt der Fettenstoß über den Dachbindern, so ist das Biegungsmoment $M = \frac{Q\,l}{8}$ und man erhält die Durchbiegung

$$f = \frac{\sigma\,l^2}{h}\ ^{*)} \qquad \text{(vergl. Seite 10).}$$

*) Nur für Flußeisen gültig.

### 3. Gelenkfetten und deren Durchbiegung*).

Wo es angängig ist, wird man aus wirtschaftlichen Gründen die Fetten als durchgehende Gelenkträger (Gerberträger) ausbilden; dadurch wird nicht nur eine Materialersparnis, sondern auch eine geringere Durchbiegung erzielt.

Im Folgenden sind stets gleichgroße Binderabstände angenommen.

Gelenkanordnung nach Abb. 82. Man mache $a = 0{,}146 \cdot l$ und $b = 0{,}125 \cdot l$, alsdann sind die negativen Stützmomente und die positiven Momente der mittleren Felder $M = \frac{Q \cdot l}{8} \cdot \frac{1}{2} = \frac{Q \cdot l}{16}$; die größten Biegungsmomente der Endfelder betragen $M' = \frac{Q \cdot l}{8} \cdot 0{,}766$. Die Endfelder müssen also stärker dimensioniert werden. Wählt man $J_a = 1{,}76 \cdot J$ und $J_z = 1{,}34 \cdot J$ (vgl. Abb. 82), so erhält man die größte Durchbiegung in den Mittel- und Endfeldern zu

$$f_{max} = \frac{\sigma \cdot l^2}{h} \cdot 0{,}775 **). \qquad (46)$$

Gelenkanordnung nach Abb. 83. Die Verteilung der Biegungsmomente und die Auskragungen „$a$“ und „$b$“ sind dieselben wie bei vorhergehender Anordnung. Man wähle hier $J_a = 2{,}44 \cdot J$ und $J_z = 1{,}87 \cdot J$, dann erhält man die größte Durchbiegung zu:

$$f_{max} = \frac{\sigma \cdot l^2}{h} \cdot 0{,}559 **). \qquad (47)$$

Gelenkanordnung nach Abb. 84. Hier ist $a = 0{,}211 \cdot l$ und $b = 0{,}167 \cdot l$ gewählt, dementsprechend sind die nega-

*) Ausführliche Abhandlung hierüber siehe: G. Janetzky, „Die elastische Linie der Gelenkfetten“, Der Eisenbau, H. 4, 1920.

**) Hierbei sind dieselben Einheiten wie bei (Gl. 2), S. 10 einzusetzen.

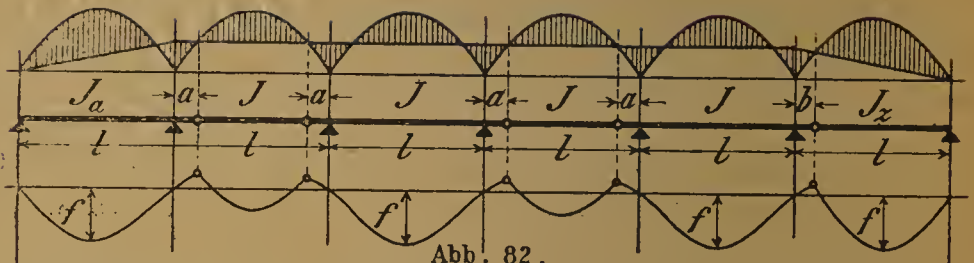



Abb. 82.

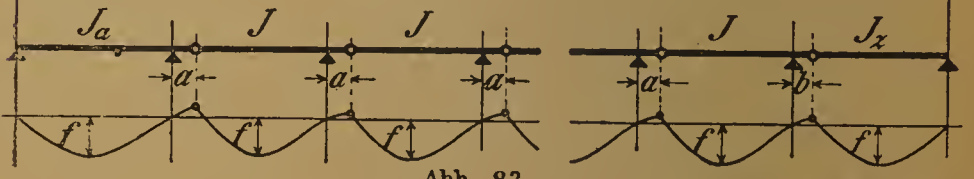



Abb. 83.

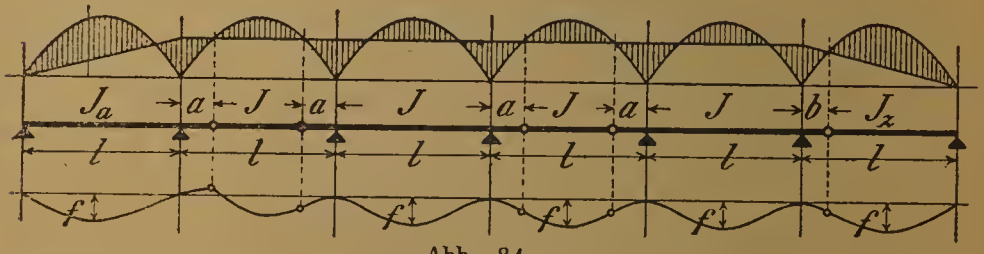



Abb. 84.

Abb 85.

Abb. 86.

Abb. 87.

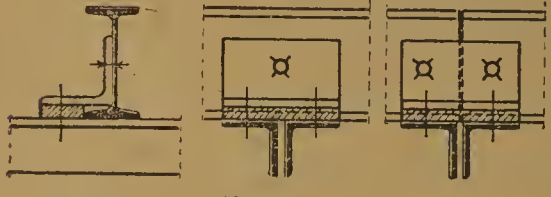


Abb. 88.

Abb. 89a.

Abb. 89b.

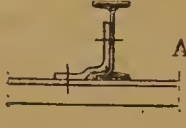


Abb. 89c

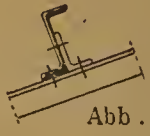


Abb. 90.

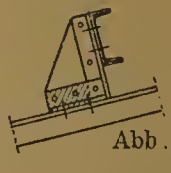


Abb. 91

tiven Stützmomente $M = \frac{Q\,l}{8} \cdot \frac{2}{3} = \frac{Q\,l}{12}$ und die größten Biegungsmomente der Endfelder $M' = \frac{Q \cdot l}{8} \cdot 0{,}694$. Macht man $J_a = 3{,}03 \cdot J$ und $J_z = 2{,}82 \cdot J$, so entsteht in den End- wie Mittelfeldern eine größte Durchbiegung von

$$f_{\max} = \frac{\sigma \cdot l^2}{h} \cdot 0{,}291\,. \qquad (48)$$

Man achte darauf, daß bei den Anfangs- und Endträgern nicht nur das nötige Widerstandsmoment, sondern auch das erforderliche Trägheitsmoment vorhanden ist.

Beispiele für die Gelenkausbildung sind in Abb. 85 bis 87 gegeben. Die Befestigung der Fetten auf den Bindern soll Umkippen und Gleiten verhindern, sie erfolgt am besten durch Stützwinkel und ähnliche Konstruktionen nach Abb. 88 bis 91. Die Flanschen allein mit dem Binderobergurt zu verschrauben genügt nicht.

Hat man in der Grundrißeinteilung der Binder freie Hand, so wird man bei Gelenkfetten die Endfelder so klein machen, daß die Profile der mittleren Felder auch für die Endfelder genügen. Bezeichnet $L$ die ganze Gebäudelänge, $n$ die Anzahl der Felder, $l_1$ die Länge eines Endfeldes und $l$ die Länge eines anderen Feldes, so erhält man

$$l = \frac{L}{n - 0{,}294} \quad \text{und} \quad l_1 = 0{,}853 \cdot l\,. \qquad (49)$$

Hierbei ist die Ausladung $a = b = 0{,}147 \cdot l$ und in allen Feldern

$$M_{\max} = \frac{Q \cdot l}{16}\,,$$

für die Durchbiegung gilt dann Gl. (46).

Ordnet man aber die Gelenke so an, daß $a = b = 0{,}211 \cdot l$ ist, dann wird

$$l = \frac{L}{n - 0{,}423} \quad \text{und} \quad l_1 = 0{,}788 \cdot l. \tag{50}$$

Hierbei ist

$$M_{\max} = \frac{Q \cdot l}{12},$$

und für die Durchbiegung gilt dann Gl. (48).

## XIV. Dachbinder.

### 1. Entwicklung der Dachbinderform.

Die Dachbinderform muß in erster Linie den Erfordernissen des Bauwerkes angepaßt werden.

Nach Festlegung des inneren Lichtraumes des Gebäudes (Durchgangsprofil der Krane, Maschinen, Transmissionen, Rohrleitungen usw.) bestimme man die äußere Dachform aus den Anforderungen an Belichtung, Entlüftung und der nötigen Dachneigung des Eindeckungsmateriales.

Der verbleibende Raum steht dann für die Binderkonstruktion zur Verfügung und bedarf vielleicht noch einer Korrektur, falls die nötige wirtschaftliche Höhe nicht vorhanden wäre. Bei Räumen, welche geheizt werden, beschränke man die Konstruktionshöhe auf das Notwendigste, um den sogenannten toten Raum recht klein zu halten.

In der Hauptsache kommt es auf zweckmäßige Linienführung der Gurtungen an. Man beschränke die Anzahl der Knicke in der Dachfläche auf das Notwendigste und vermeide Kehlrinnen nach Möglichkeit, denn je weniger Abdichtungen nötig sind, um so besser. Schneesackbildung soll — besonders bei Oberlichten — vermieden werden.

Die Dachbinder werden entweder als Fachwerkträger oder als Vollwandträger ausgeführt. Die erste Art kommt hauptsächlich zur Anwendung und ist auch gewöhnlich am wirt-

schaftlichsten, während die zweite Art wohl mehr aus ästhetischen Gründen angewandt wird, aber auch wirtschaftliche Vorteile bieten kann.

Die Systeme von Fachwerkbindern bilde man so aus, daß die Anzahl der Stäbe und Knotenpunkte ein Minimum wird. Es hat daher wenig Wert, sich an bestimmte Systeme zu binden, wie französische, belgische oder englische Dachbinder; sondern das System muß in logischer Weise aus wirtschaftlichen und ästhetischen Gesichtspunkten heraus gebildet werden. Auch berücksichtige man bei der Systembestimmung und Stoßanordnung, daß die Breite der in der

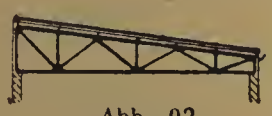


Abb. 92.

Abb. 93.

Abb. 94.

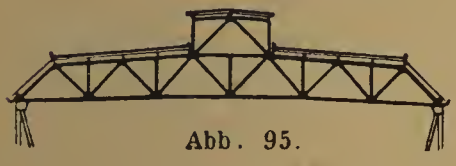


Abb. 95.

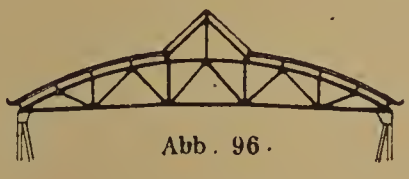


Abb. 96.

Werkstatt zusammenzunietenden Teile das zulässige Lademaß (bis 3,15 m) nicht überschreitet. Bei außergewöhnlichen Abmessungen sind schließlich noch die Montagemöglichkeiten in Erwägung zu ziehen.

Nach der äußeren Dachform unterscheidet man: Pultdach (Abb. 92), Satteldach (Abb. 93), Sheddach (Abb. 94), Mansarddach (Abb. 95) und Bogendach (Abb. 96).

Bei mehrschiffigen Hallen ist die geschickte Gliederung des Daches oft ausschlaggebend. Zweischiffige Hallen gleicher Höhe werden am besten mit einem Dach überspannt (Abb. 97). Bei Hallen ungleicher Höhe ist das Mansarddach besonders zweckmäßig, wie die Abb. 98 und 99 zeigen. Aus Vorstehendem ist ersichtlich, wie Schneesackbildung verhindert wird.

In statischer Hinsicht werden die Binder meist als Balkenträger auf 2 Stützen mit festem und beweglichem Auflager ausgebildet. Bei mehrschiffigen Hallen ordnet man die Binder auch als durchgehende Träger an, jedoch mit Ein-

Abb. 97.

Abb. 98.

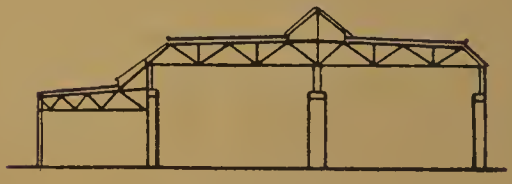


Abb. 99.

Abb. 100.

Abb. 101.

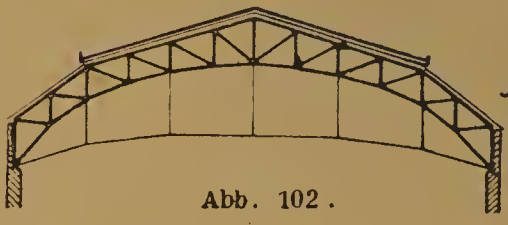


Abb. 102.

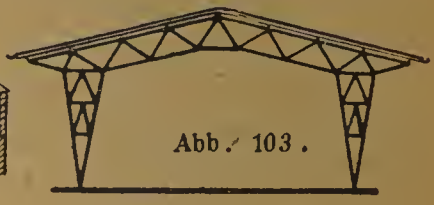


Abb. 103.

schaltung von Gelenken (Abb. 101); der kontinuierliche Träger ohne Gelenke ist zu vermeiden.

Ferner kommen Dreigelenk- und Zweigelenkbinder in Betracht. Sind die Binder auf Stützen oder Pfeilern gelagert, so wird ein Zugband angeordnet (Abb. 102). Werden die Binder bis zum Fußboden bzw. Widerlager heruntergeführt, so ist das Zugband meistens entbehrlich (Abb. 103

und 104). Diese Ausführungsarten eignen sich für die größten Spannweiten und kommen daher besonders bei großen öffentlichen Bauten in Betracht (Bahnhofshallen. Markthallen usw.) [Abb. 104*)].

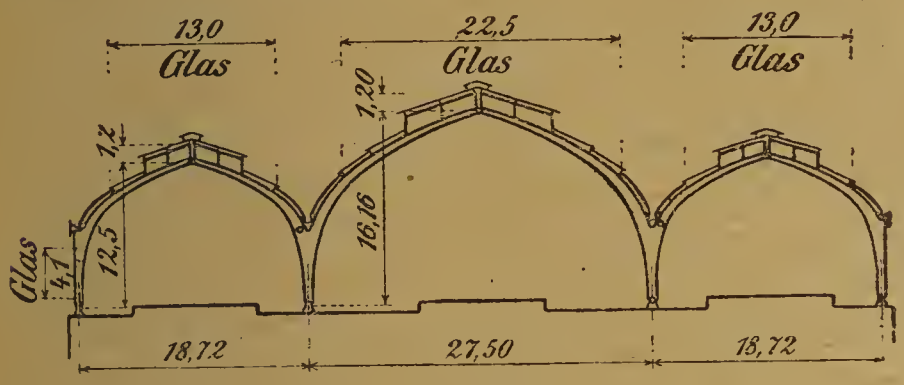



Abb. 104*).

Die Berechnung der Binder wird gewöhnlich graphisch durchgeführt. Das Nähere hierüber ist in Band 603 und 695 dieser Sammlung zu ersehen**).

## 2. Gesichtspunkte für die Konstruktion der Binder und Verbände.

Bei der Konstruktion behalte man ständig die seitliche Steifigkeit des Binders im Auge, denn mancher Unglücksfall entstand dadurch, daß irgendein wichtiger Punkt seitlich nicht gehalten war.

In der Obergurtebene ordnet man den Dachverband an, welcher in den Endfeldern und etwa jedem vierten Binderfelde sitzt. Dieser Verband heißt Montageverband oder Windverband.

Als Montageverband hat er die Aufgabe, die ausgerichteten Binder in ihrer Lage zu erhalten und seitliche Ausweichungen in der Längsrichtung der Fetten zu verhindern.

---

*) Bahnsteighalle „Cöln-Deutz", ausgeführter Entwurf des Verfassers.

**) Dipl.-Ing. O. Henkel, Graphische Statik I u. II, Sammlung Göschen, Band 603 u. 695.

Die über die Binder durchgehenden Fettenstränge geben nun den, zwischen den Verbänden liegenden, Binderobergurtungen seitlichen Halt. Ist an einem Obergurtpunkte keine Fette vorhanden, so ist der Gurtstab für die entsprechend größere Knicklänge seitlich knicksicher auszubilden, oder man ordnet an Stelle der fehlenden Fette einen durchgehenden Haltestab aus ⌞-, kleinen ⊏- oder ⌶-Eisen an; dieser Stab ist mit dem Montageverband zu verbinden.

Als Windverband dient dieser Verband in den Endfeldern zur Aufnahme des Giebelwinddruckes, falls keine massive Giebelmauer vorhanden ist.

Treten in den Untergurtungen auch Druckspannungen auf (z. B. bei Übertragung der Horizontalkräfte von Stützenkopf zu Stützenkopf, oder bei Kragbindern, Zwei- und Dreigelenkbogen usw.), so ist für seitliche Absteifung zu sorgen.

Man kann den Untergurtknotenpunkt durch Kopfbänder von der Fette aus halten, oder man ordnet einen Haltestab an — ähnlich wie bei fehlender Fette im Obergurt. In den Feldern mit Montage- oder Windverband werden durch vertikalen Kreuzverband die Längskräfte des Haltestabes aufgenommen.

Selbst bei großen Bindern, welche nur Zug im Untergurt aufweisen, sind die zuletzt beschriebenen vertikalen Längsverbände ratsam und zwar besonders dort, wo der Linienzug der Gurtungen stark geknickt ist.

Bei sehr großen Abmessungen führt man die Binder — hauptsächlich Zwei- und Dreigelenkbogen — doppelwandig aus, so daß sie in sich selbst steif sind und dadurch auch die Montage erleichtern.

## XV. Das photographische Atelier.

Für den Aufnahmeraum hat die Praxis in der Hauptsache drei Bauarten entwickelt: I. das Atelier mit Pultdach (einseitige Beleuchtung), II. das Atelier mit Sattel-

dach (zweiseitige Beleuchtung), und III. das Tunnel-Atelier.

Das Atelier mit einseitiger Verglasung ist die am allgemeinsten gebräuchliche Form des photographischen Glashauses. Die zu verglasende Seite wird stets nach Norden gerichtet. Für kleine Ateliers genügen 6,5—7 m Länge, 3—5 m Breite und 2,5 m Höhe; größere Ateliers erhalten bis 15 m Länge, 8 m Tiefe und 4 m Höhe.

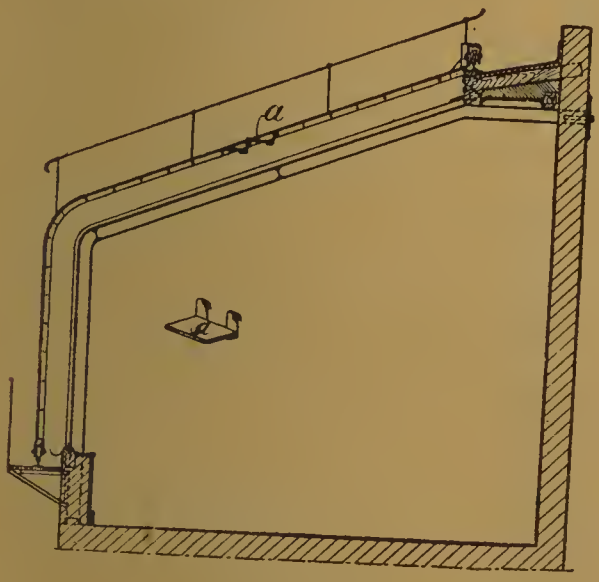



Abb. 105.

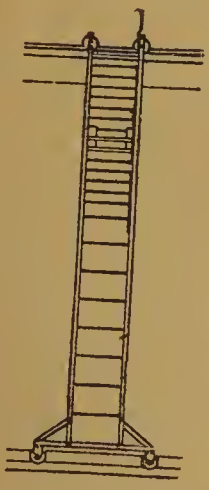


Abb. 106.

In Abb. 105 ist der Querschnitt einer normalen Ausführungsart dargestellt. Das Glasdach wird nicht vollständig bis zur Rückwand geführt, sondern hält einen Abstand von 1 m, welcher massiv eingedeckt und begehbar gemacht wird. Die Dachbinder bestehen aus entsprechend gebogenen I- oder [-Eisen, damit der Raum frei von Konstruktionsteilen ist. Binderabstand 3—4 m. Die Fetten werden nicht auf den Binder aufgesetzt, sondern eingewinkelt.

Zur Eindeckung des Glasdaches wird 6 mm starkes Rohglas verwendet, welches mit der gerippten Seite nach innen

verlegt wird. Der Sprossenabstand beträgt etwa 70 cm, die Dachneigung mindestens 20°. Es kommen kittlose- und auch Kittsprossen zur Anwendung.

Befindet sich das Atelier in großer Höhe über dem Erdboden, so sind Vorkehrungen für die Reinigung und Ausbesserung zu treffen. Vor der Glaswand ordnet man einen Steg mit Geländer an, ferner wird eine auf Rollen laufende Leiter vorgesehen, mit welcher man das ganze Dach bestreichen kann. Im oberen Teile der Leiter befinden sich einsetzbare Fußtritte (Abb. 106).

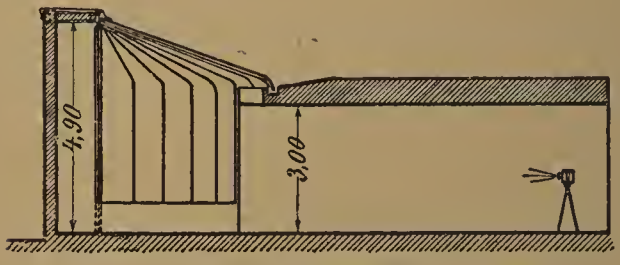


Abb. 107.

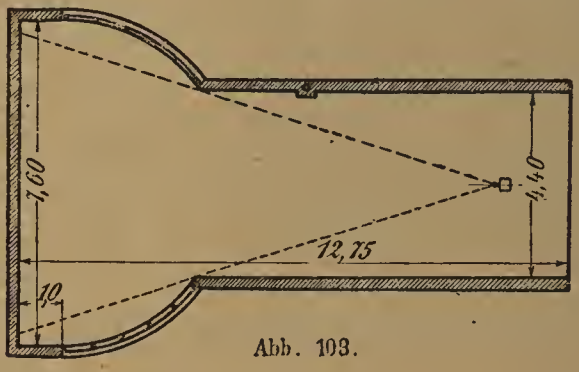


Abb. 108.

Das Atelier mit zweiseitiger Verglasung findet man seltener, obwohl es in bezug auf Lichtmenge der vorher besprochenen Form überlegen ist, doch sind die Erwärmungsverhältnisse ungünstig.

Das Tunnel-Atelier (Abb. 107 u. 108) stellt die vollkommenste Anordnung für alle Zwecke dar und vereinigt in sich alle Vorzüge.

Die Konstruktionsgrundsätze sind bei bei den letzteren Anordnungen dieselben, wie bei der zuerst besprochenen Form.

## XVI. Gewächshäuser.

Man unterscheidet hauptsächlich zwei Arten und zwar die kleineren Kulturhäuser (Treibhäuser, Anzuchthäuser, Vermehrungshäuser usw.) und die größeren Konservationshäuser (Gewächshäuser in botanischen Gärten).

Die Kulturhäuser haben nur mäßige Querschnittsabmessungen, während die Längenausdehnung oft bis zu 30 m und mehr beträgt. Wo sie vereinzelt und in mäßiger Größe zur Ausführung kommen, werden sie am besten einseitig angelegt, mit einem Pultdach versehen und an eine schützende Mauer so angelehnt, daß die Längsachse von Osten nach Westen, die Glaswand nach Süden gerichtet ist (Abb. 109).

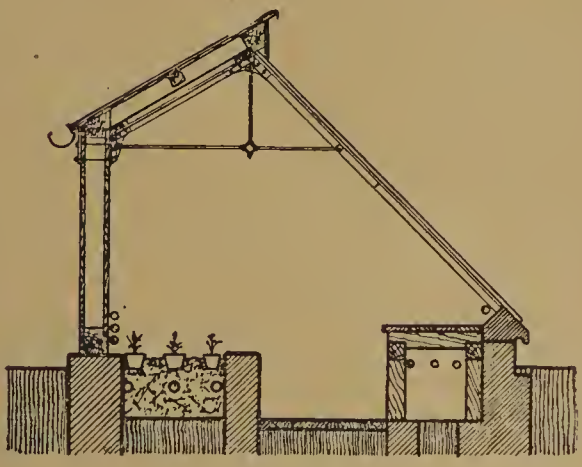


Abb. 109.

Weintreibhäuser haben eine Querschnittbreite von nur 2,1 m und eine Höhe von 2,6 m. Bei Ananastreibhäusern erreicht der Querschnitt das geringste Maß.

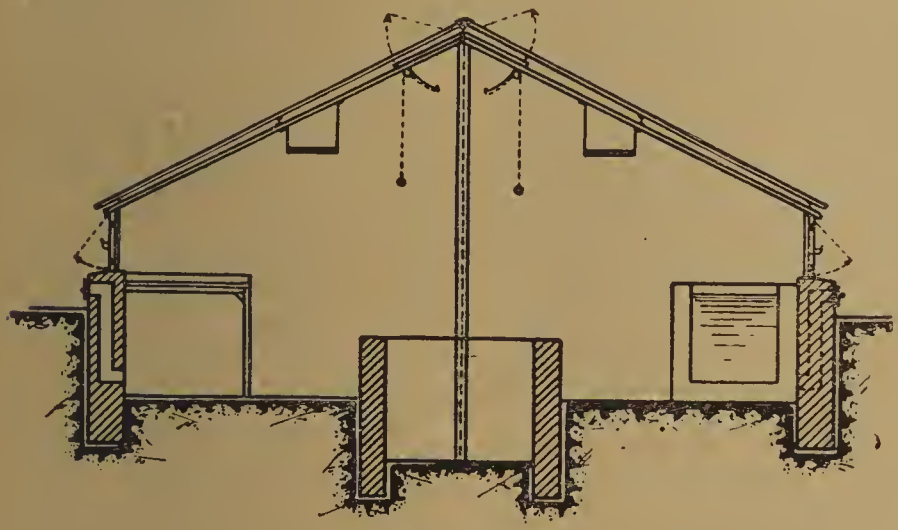


Abb. 110.

Werden Kulturhäuser in größerer Anzahl und dicht gedrängt errichtet, so werden dieselben zweiseitig gestaltet und mit einem Satteldach abgedeckt (Abb. 110).

Sowohl die Pflanzenhäuser mit Pultdach, als auch jene mit Satteldach werden ohne oder mit vorderer Standfensterwand ausgeführt.

Um die Bodenwärme auszunützen, um Windschutz zu gewähren und um den Einfluß der Sonne den Nachbarhäusern möglichst zu sichern, versenkt man die Häuser um etwa 60 bis 70 cm in die Erde. Die normale Breite des Hauses bewegt sich zwischen 5 und 7 m bei einer Firsthöhe von 2,5 bis 3,5 m.

Das Glasdach ist so auszubilden, daß man Deckläden aus Brettern oder auch Strohmatten darüber ausbreiten kann; auch muß eine Beschattung durch Leinwand- oder Latten-Jalousien möglich sein.

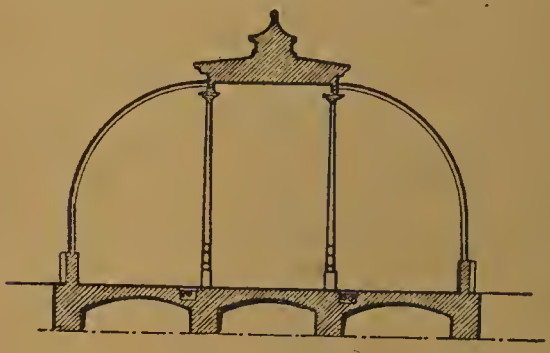


Abb. 111.

Die Konservationshäuser der botanischen Gärten werden durchgehends in größeren Abmessungen ausgeführt. Für Palmenarten, Bambus usw. wird eine besonders hohe Abteilung vorgesehen. Die hohen Palmenhäuser werden oft als Mittel- oder Abschlußpunkt einer Anlage mit zentraler Grundrißform ausgebildet. Die Abdeckung erfolgt in Form einer Kuppel oder als gegliedertes Zeltdach.

Mit Ausnahme der Palmen-, der Wasserpflanzen- und der Farrnhäuser erhalten alle Konservationshäuser eine längliche Grundrißform. Der Querschnitt zeigt ein ungleichseitiges Satteldach, dessen kürzerer Teil sich an die nach Norden gelegene schützende Rückmauer anlehnt.

Im allgemeinen zieht man es vor, den Hohlraum der Konservationshäuser möglichst frei von Konstruktionsgliedern zu halten, dünne Stützen stören am wenigsten; dagegen sollen wagerechte Zugstangen ganz und weit eingreifende Streben möglichst vermieden werden (Abb. 111).

Die Kalthäuser und besonders die kalten Kulturhäuser werden mit einfacher Verglasung versehen. Dagegen wird bei allen großen Warmhäusern und auch bei den warmen Kulturhäusern der doppelten Verglasung der Vorzug gegeben.

Wasserpflanzenhäuser werden nur mit einfacher Verglasung ausgeführt. Das Glasdach wird flach über das Becken gespannt.

Für das Mauerwerk sind hartgebrannte Klinker in Zementmörtel oder Beton der beste Baustoff. Mörtelputz ist im Innern von Pflanzenhäusern zu vermeiden. Zur Deckung der festen Dachteile empfiehlt sich das Doppeldach auf Lattung; einfaches Pappdach und Metalldach sind ungeeignet hierfür.

Bei doppelter Verglasung ist das Maß von 12 cm für den Abstand der beiden Glasflächen das günstigste.

Der Neigungswinkel des Glasdaches ist verschieden, je nach den Pflanzen, welche in den Gewächshäusern gezüchtet werden sollen, und zwar verhält er sich wie folgt:

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Für Pflaumen- und Aprikosen-Treiberei . . . . . | 28 | bis | 30 | Grad |
| „ Kirschen-Treiberei . . . . . | | | 35 | „ |
| „ Pfirsich- und Weinhäuser . . . . . | 30 | „ | 35 | „ |
| „ Erdbeer-Treiberei . . . . . | 30 | „ | 40 | „ |
| „ Bananen oder Pisang. . . . . | 15 | „ | 20 | „ |
| „ Ananaszucht . . . . . | | | 25 | „ |
| „ Treiberei von Rosen, Blütensträuchern . . . . | | | 35 | „ |
| „ „ „ Stauden . . . . . | 38 | „ | 40 | „ |
| „ Warmhäuser mit sehr feuchter Luft . . . . . | 15 | „ | 20 | „ |
| „ „ „ mäßig „ „ . . . . . | 30 | „ | 35 | „ |
| „ tropische Wasserpflanzenhäuser . . . . . | | | 25 | „ |
| „ temperierte Gewächshäuser . . . . . | 30 | „ | 40 | „ |
| „ Kalthäuser . . . . . | 30 | „ | 40 | „ |

Als Belastung kommt außer dem Eigengewicht, Winddruck von 75 bis 125 kgm² (je nach Höhe) in Frage. Bezüglich der Schneelast besagen die preußischen Hochbau-

belastungsvorschriften: „Für Gewächshäuser, die der Aufzucht dienen und nicht zum Aufenthalt von Menschen bestimmt sind, ist die Einführung der Schneelast und der Einzellast von 100 kg nicht erforderlich.“

## XVII. Treppen.

Allgemeine Regel ist, daß eine Auftrittbreite und die Höhe zweier Steigungen 63 cm betrage; also

$$2 \cdot s + a = 63 \text{ cm} . \qquad (51)$$

Üblich ist: $2 \cdot 18 + 27 = 63$. Bei bequemen Treppen darf die Steigung nicht unter 15 cm und nicht über 18 cm sein, für Nebentreppen rechnet man bis 21 cm. Bei gewundenen Treppen ist die Auftrittbreite in der Mitte der Stufenlänge zu messen. Eine größere Treppenneigung als 45° ist zu vermeiden. Dasselbe Steigungsverhältnis ist in allen Stockwerken beizubehalten.

Geringste Treppenbreite bei Verkehr in beiden Richtungen = 1,25 m. Ein Treppenlauf soll nicht mehr als 18 Stufen haben; Podeste haben die Breite der Treppenläufe, mindestens aber 1,2 m. Wendeltreppen sind möglichst zu vermeiden.

Die Hauptteile einer Treppe sind: 1) die Stufen, bestehend aus Trittstufe und Setzstufe, 2) die Tragkonstruktion dieser, die Wangen, 3) die Podeste und 4) das Geländer.

### 1. Stufen.

Die Stufen werden entweder aufgesattelt oder zwischen den Wangen eingebaut.

Trittstufen entweder aus Holz, Riffelblech oder glattem Blech mit Holzbelag; seltener Gußeisen. Bei fehlender Setzstufe sind die Blech-Trittstufen durch Winkeleisen zu versteifen (Abb. 112, 113 u. 115).

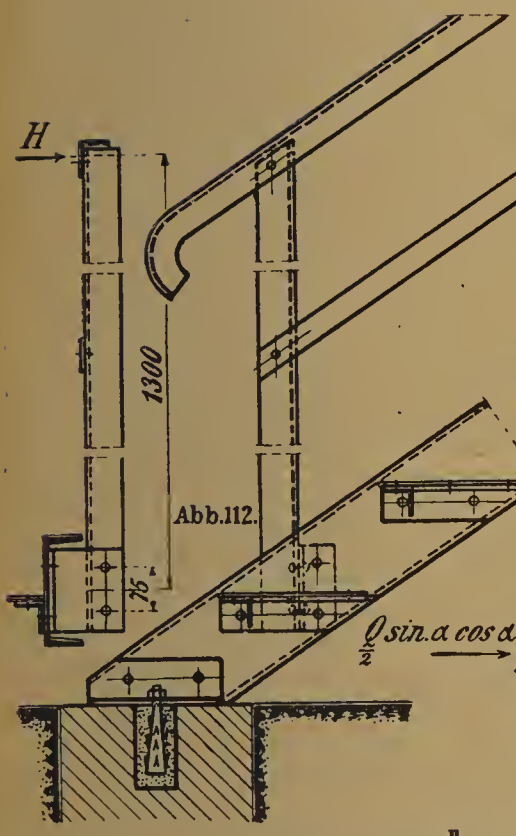



Abb. 112.

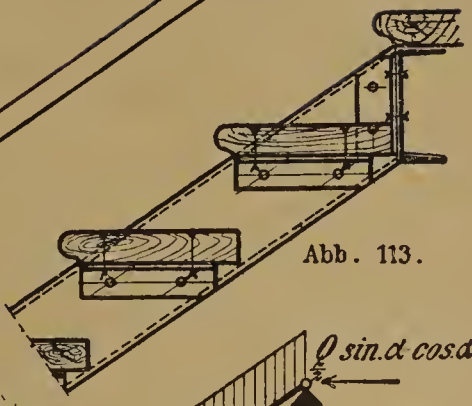


Abb. 113.

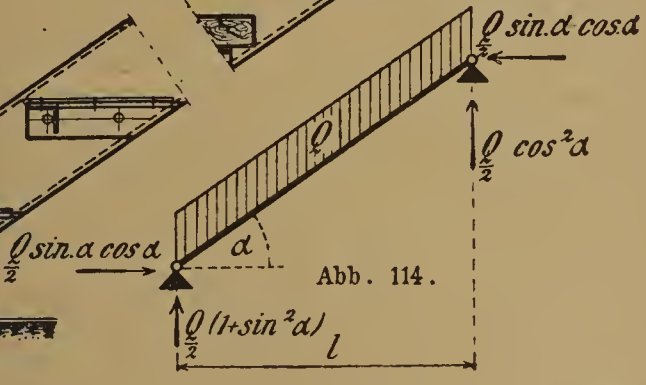



Abb. 114.

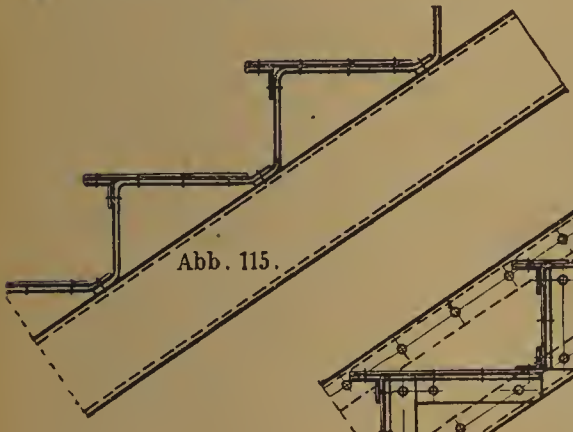


Abb. 115.

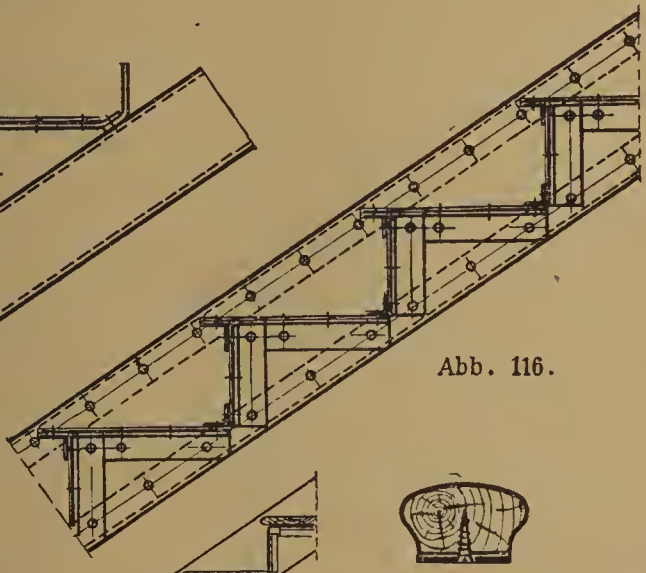


Abb. 116.

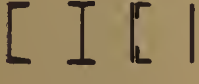


Abb. 117.

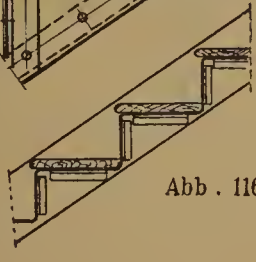


Abb. 116a.



Abb. 118.

Setzstufen werden gewöhnlich aus 3 mm starkem Blech hergestellt, sie geben der Treppe große Steifigkeit (Abb. 116).

Abb. 116a stellt eine billige Treppe für Wohnhäuser dar. Tritt- und Setzstufen sind zusammenhängend aus einem Blech gebogen (Blech 3—4 mm stark). Die Trittstufen mit Holzbelag.

## 2. Wangen.

Als Wangen verwendet man ⊏- oder I-Eisen, Stehbleche mit Winkeleisen besäumt und für kurze Treppenläufe auch Flacheisen allein (Abb. 117). Fachwerkträger kommen auch zur Anwendung. Die Anordnung eingebauter Stufen erfordert mindestens ⊏ *N P* 16 als Wange, sie ist die vorteilhafteste Konstruktion. Wird ein Treppenlauf besonders lang, so sind in der Ebene desselben Verbände anzuordnen; auf seitliche Steifigkeit ist stets zu achten.

## 3. Geländer.

Geländer sind stets anzuordnen. Die Befestigung der Geländerpfosten an den Wangen erfolgt durch Verschraubung oder Vernietung derart, daß das Einspannmoment des Pfostens, welches durch eine an der Handleiste angreifende Horizontalkraft entsteht, mit Sicherheit aufgenommen werden kann. Die Horizontalkraft nimmt man gewöhnlich zu 40 kg/m an, in öffentlichen Gebäuden (Theater, Kino, Versammlungsräumen) jedoch zu 100 kg/m.

Als Handleiste verwendet man einfache Winkeleisen, Handleisteneisen oder Flacheisen mit aufgeschraubter profilierter Holzleiste (Abb. 118).

Das Eigengewicht kann man bei leichteren Treppen durchschnittlich zu 150 kg/m² Grundfläche annehmen (einschließlich Geländer).

Als Verkehrslast ist mit einer gleichmäßig verteilten Last von 500 kg/m² Grundfläche zu rechnen.

Beispiel. Wangenberechnung (Abb. 114).

Eigengewicht + Nutzlast = 150 + 500 = 650 kg/m² Grundfläche.

Bei 1,5 m Treppenbreite und 4,86 m horizontal gemessener Freilage beträgt die Belastung der Wange $Q = 4{,}86 \cdot \frac{1{,}50}{2} \cdot 0{,}65 = 2{,}37$ t und das Biegungsmoment $M = 2{,}37 \frac{486}{8} = 144$ tcm.

Es wird ein ⊏ *NP* Nr. 18 mit $W = 150$ cm³ gewählt. $\sigma = \frac{144}{150} = 0{,}96$ t/cm². Für den Podestträger kommt außer dem lotrechten Auflagerdruck auch noch der Horizontalschub der Wangen in Betracht, welcher den Wert $H = Q \cdot \sin\alpha \cdot \cos\alpha$ hat und zur Hälfte an jedem Wangenende wirkend angenommen werden kann.

Geländerberechnung (Abb. 112).

Bei 1,2 m wagerechtem Pfostenabstand beträgt der Seitendruck auf die Handleiste für einen Pfosten $H = 1{,}2 \cdot 0{,}040 = 0{,}048$ t. Demnach erhält man bei 130 cm Pfostenlänge ein Einspannmoment von $M = 0{,}048 \cdot 130 = 6{,}24$ tcm. Als Pfosten wird ein Winkeleisen $60 \cdot 60 \cdot 6$ mit $W = 5{,}29$ cm³ verwendet, dessen Biegungsbeanspruchung $\sigma = \frac{6{,}24}{5{,}29} = 1{,}18$ t/cm² ist.

Die vorhandenen Anschlußnieten 16 mm ⌀ erhalten eine Horizontalkraft von $\frac{M}{e} = \frac{6{,}24}{7{,}5} = 0{,}83$ t und werden beansprucht mit $\sigma = \frac{0{,}83}{2{,}01} = 0{,}413$ t/cm². Diese Beanspruchung ist bei den Nieten im Pfosten eine Scheerspannung, bei den Nieten in der Wange aber Zugspannung; weshalb letztere besser durch Schrauben ersetzt werden.

## XVIII. Leitern.

Nach der Regel für Treppensteigungen ergiebt sich eine Sprossenteilung von $s = 32$ cm, die Breite sei wenigstens 40 cm. Senkrechte Leitern erhalten als Sprosse ein Rundeisen von wenigstens 20 mm ⌀.

Hohe Leitern werden als Korbleitern ausgeführt (Abb. 119 bis 121), um beim Besteigen das Gefühl der Sicherheit zu heben. Das Schutzgerippe sei wenigstens 65 cm breit und 90 cm tief. Bei sehr großen Höhen sind Podeste anzuordnen.

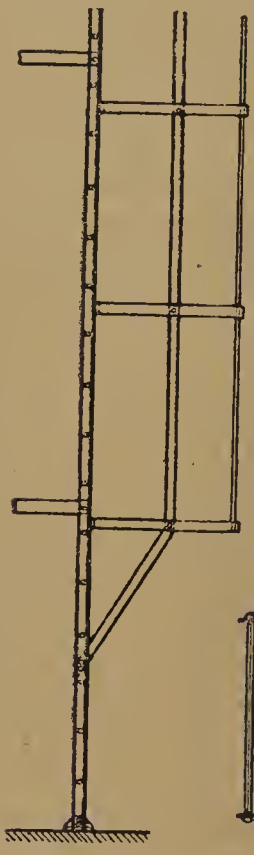


Abb. 119.

Abb. 120.

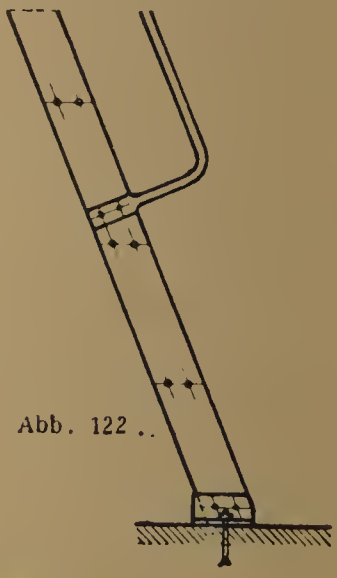


Abb. 122.

Abb. 121.

Die Sprossen schrägstehender Leitern werden aus je zwei nebeneinanderliegenden Rundeisen gebildet (Abb. 122). Als Wangen verwendet man ungleichschenklige Winkeleisen oder kleine ⊏-Eisen, für kurze Leitern auch Flacheisen.

## XIX. Eisenfachwände.

Entweder wird das Fachwandgerippe ausgemauert oder mit Wellblech, Holz, Glas usw. verkleidet. Das eigentliche Fachwerk besteht aus den Pfosten und Riegeln, deren Verbindungen i. A. durch Verschraubungen hergestellt werden.

Falls Verschiebungen entstehen können, werden Streben angeordnet, die gewöhnlich an der Innenseite der Wand als ungleichschenklige Winkeleisen ausgeführt werden.

Als angreifende Kräfte kommen außer dem Eigengewicht, die Auflast und bei äußeren Umfassungswänden der Winddruck (100 kg/m²) in Betracht. Bei großer Entfernung der Gebäudestützen (z. B. Giebelwänden) ist die Fachwand durch besondere Windträger auszusteifen. Bei Riegeln über Toröffnungen ist auf die lotrechte Durchbiegung besonders zu achten, auch bei den übrigen Riegeln darf schon des guten Aussehens wegen kein nennenswerter Durchhang in Erscheinung treten.

Abgesehen von praktischen Erfordernissen, soll stets Wert auf architektonisch befriedigende Anordnung der Pfosten und Riegel gelegt werden.

### 1. Wände für $^1/_2$ Stein starke Ziegelausmauerung. (Abb. 123 bis 126 und 128 bis 134.)

1 qm wiegt 250 kg, ohne Verputz. Die Größe der einzelnen Fächer betrage ungefähr 6 qm und soll im äußersten Falle 8 bis 10 qm nicht überschreiten. Wo Erschütterungen auftreten können, halte man die Fächer klein.

Für das deutsche Normalziegelformat eignen sich am besten I- und ⊏ *N P* Nr. 14, da bei Verwendung von *N P* 12 die Steine an den Rändern behauen werden müssen. Freitragende Fachwände werden zwischen zwei Riegeln fachwerkträgerartig ausgebildet oder auf Unterzüge gestellt. Gewöhnlich steht die Fachwand auf einem Mauersockel von 0,5 m Höhe, in welchen die mit Fußwinkeln versehenen Pfosten eingelassen werden, doch stellt man letztere auch auf eine ⊏-Eisenschwelle (Abb. 124). Statt der Fußschwelle kann man auch zwei leichte Bordwinkel anordnen (Abb. 125).

Als Kopfriegel dient ein ⊏-Eisen; soll aber das Mauerwerk zur Abdichtung bis unter die Dachhaut geführt werden, so

ist ein Paar ungleichschenkliger Winkel- oder kleiner [-Eisen vorzusehen, damit zwischen letzteren nach oben durchgemauert werden kann.

Eine sparsame Materialverwendung bieten die dünnwandigen Mannstaedt-I- und [-Profile; sie eignen sich für

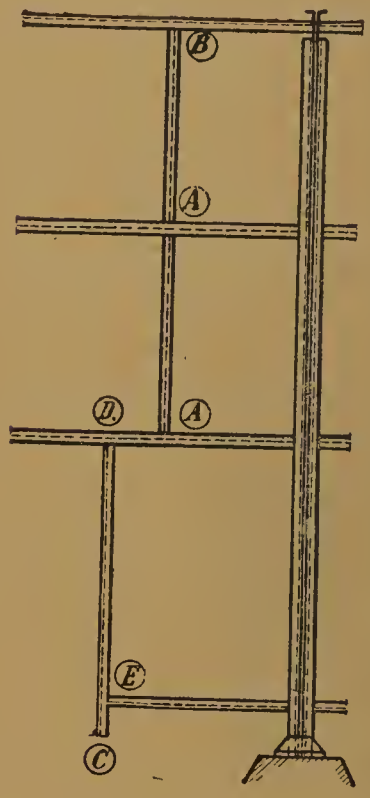



Abb. 123.

Abb. 124.

Abb. 125.

Abb. 127.

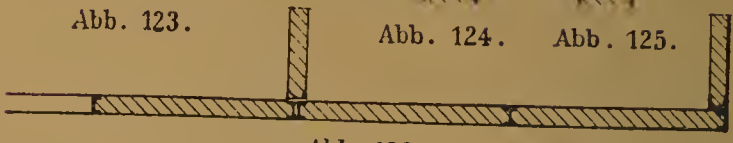
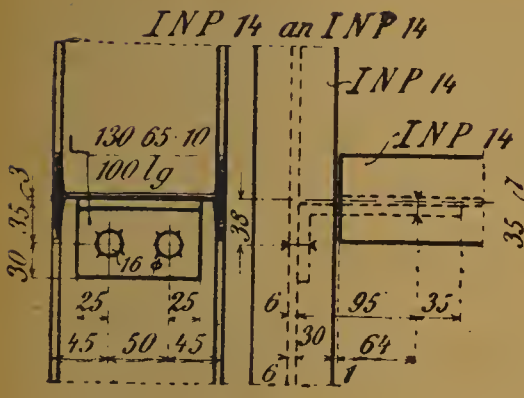


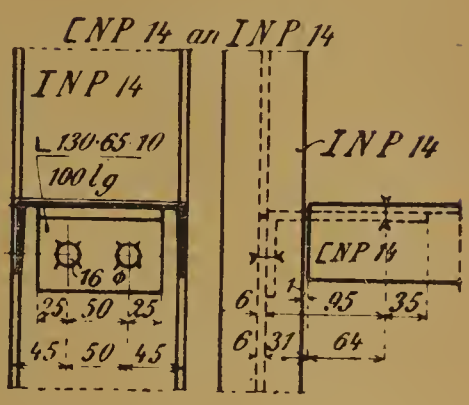
Abb. 126.

Zwischenriegel, sowie Kopf- und Fußschwellen von Außenwänden, während sie für Innenwände restlos verwendet werden können.

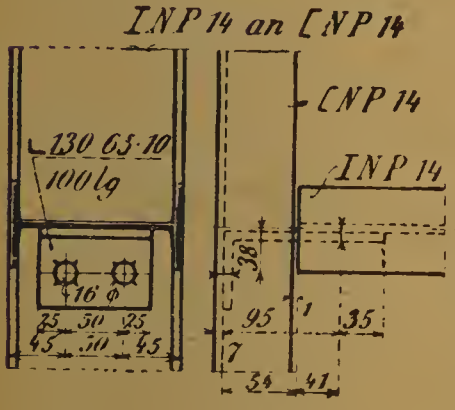
Geht eine Fachwand durch mehrere Geschosse, so ist in jedem Geschoß ein Entlastungsträger anzuordnen.



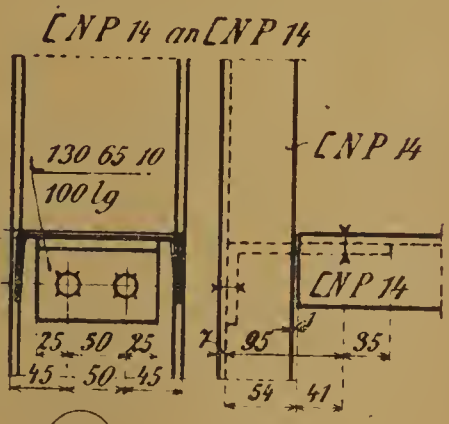

A Abb. 128.



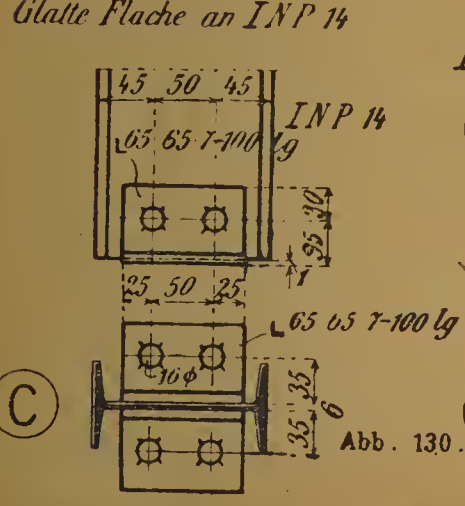

D Abb. 131.



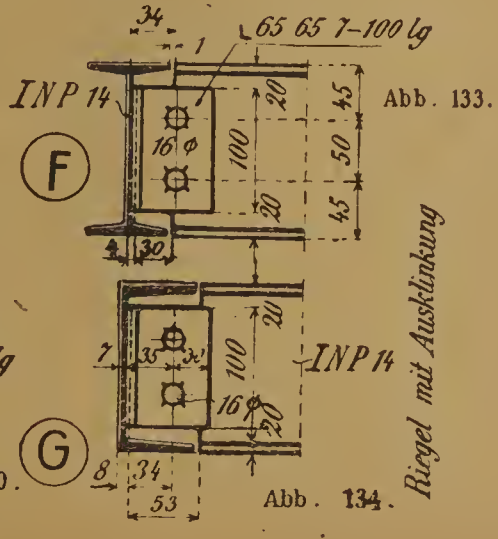

B Abb. 129.




E Abb. 132.




C Abb. 130.




F Abb. 133.

G Abb. 134.

2. Wände für Schwemmsteinmauerwerk.

1 qm wiegt 150 kg ohne Verputz. Hier können als kleinste Profile ⊏ und ⊥ *N P* Nr. 12 für das Wandgerippe verwendet werden. Im übrigen ist das unter 1) Gesagte zutreffend.

3. Wände für Wellblechverkleidung.

Hier ist darauf zu achten, daß sich die Befestigung der Wellblechtafeln gut ermöglichen läßt, die Wand außen glatt ist und das Wasser ungehindert abläuft.

Die Tafeln überdecken sich in der Höhenrichtung um zirka 8 bis 10 cm und seitlich um eine halbe Wellenbreite, dementsprechend wählt man den Riegelabstand bis zu ca. 1,9 m. Die Befestigung der Wellbleche geschieht durch Agraffen oder Hakenschrauben. Es kommen ⌊, ⊥, ⊏ oder ⊥-Profile für die Riegel zur Anwendung. Als Fußschwelle verwendet man ein Winkeleisen, dessen vertikaler Schenkel innen liegt, damit das Wasser nach außen abfließt (Abb. 127).

4. Wände für Holzverkleidung.

Entweder befestigt man die Bretter durch Hakenschrauben direkt an die eisernen Riegel oder man schraubt, besser an die Riegel Unterlagshölzer, an welche die Bretterverschalung durch Holzschrauben oder Nägel befestigt wird.

## XX. Türen und Tore.

Türen müssen stets in der Ausgangsrichtung aufschlagen, sie erhalten eine Breite von 0,7 bis 2,5 m und dürfen nicht unter 2 m hoch sein.

Sollen durch Tore Eisenbahnwagen fahren, dann ist die geringste Breite 3,35 m, besser 4,0 m und die Höhe 4,8 m. (Wagenbreite = 3,15 m, Wagenhöhe = 4,65 m).

Die Rahmen sind recht steif auszubilden, damit der Anschlag gleichmäßig erfolgt. Für guten Ablauf von Regen und Schwitzwasser ist, wegen Eisbildung, zu sorgen.

Die Verkleidung des Eisengerippes führt man in Holz, Wellblech oder glattem Blech aus; hierbei legt man die

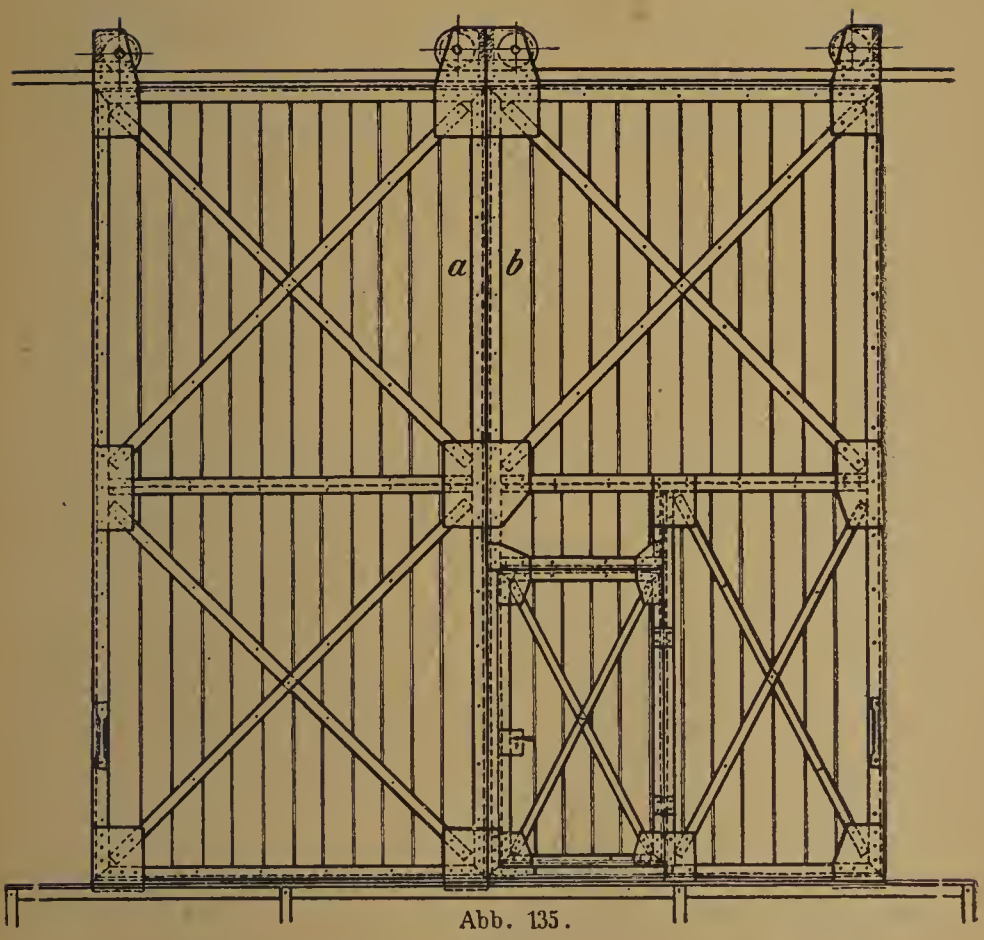



Abb. 135.

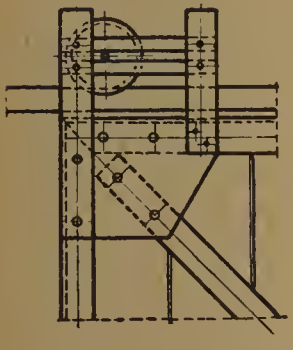
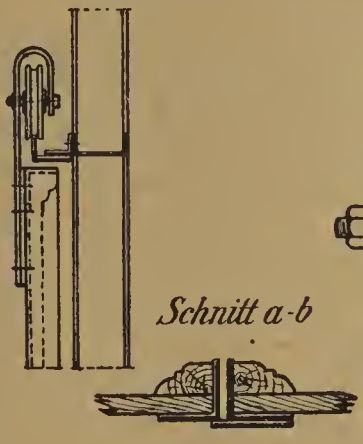


Abb. 136.



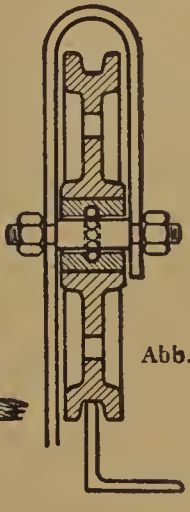



Abb. 137.

Riegel und Verbände nach innen, so daß die Außenseite glatt erscheint.

Jedes größere Tor erhält für den Personenverkehr eine einflügelige Schlupftür von ungefähr 1×2 m Größe.

### 1. Schiebetore (Abb. 135 bis 137).

Für den Rahmen verwendet man ⊥-, meistens ∟-Eisen, bei sehr großen Toren auch ⊏-Eisen; die Riegelausfachung bildet man aus ⊥-Eisen. Für gute Diagonalverspannung ist stets zu sorgen. Tore bis zu etwa 5 m Höhe werden mit obenliegender Laufschiene ausgebildet und an den Laufrollen aufgehangen. Als Laufschiene verwendet man entweder ein ⌐⊥-Eisen oder ein ⊥⊥-Eisen, oder auch zwei ⅂∟-förmig zusammengenietete ∟-Eisen. Liegt die Laufschiene im Freien, so ist eine kleine Überdachung als Schutz gegen Schnee und Regen empfehlenswert.

Die Laufrollen werden als Differentialrollen (Abb. 136) oder besser, als Kugellagerrollen (Abb. 137) ausgebildet. Die unteren Eck-Knotenbleche des Rahmens läßt man nach unten so weit überstehen, daß sie in den mit Winkeleisen gesäumten Führungsschlitz hineinragen.

Bei großen und schweren Toren wird die Laufschiene unten angeordnet. Die Bewegung erfolgt alsdann durch Kettenrädervorgelege mit abnehmbarer Handkurbel.

Das geschlossene Tor soll allseitig möglichst dicht ausgebildet werden.

Bei der Berechnung für Winddruck darf auch die ev. auftretende Saugwirkung des Windes nicht unbeachtet bleiben, die man durch einen von innen nach außen wirkenden Druck von etwa 60 kg/m² berücksichtigt.

### 2. Drehtore (Abb. 138—140).

Der Rahmen muß hier ganz besonders steif ausgebildet und mit kräftigen Diagonalen versehen werden, die übrige Ausfachung erfolgt ähnlich wie bei Schiebetoren. Die Be-

festigung des oberen Drehzapfens mit dem Torständer oder Pfeiler erfolgt am besten nachstellbar, so daß man das Tor jederzeit ausrichten kann (Abb. 139). Der untere Tragzapfen läuft in einer Spurpfanne mit eingelegter, gehärteter Tragfläche. Man kann die Pfanne auch am Tor an-

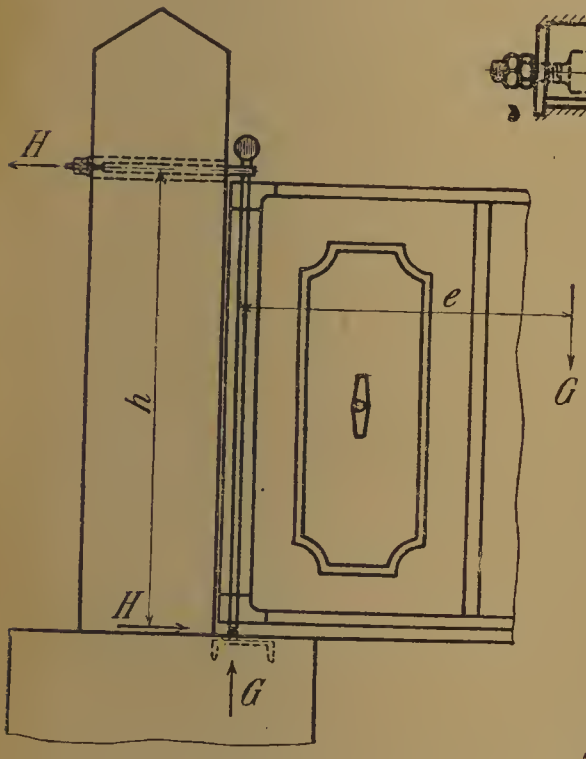



Abb. 138.

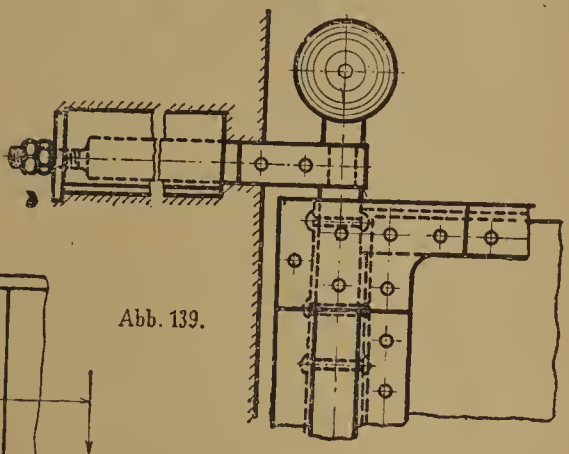


Abb. 139.

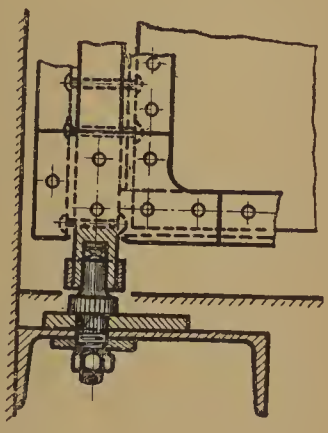


Abb. 140.

bringen und den Spurzapfen in das Fundament einlassen (Abb. 140); bei dieser Anordnung wird das Eindringen von Schmutz in die Spurpfanne vermieden. Die Anschlagleiste in Tormitte muß so weit decken, daß für Ausdehnung und unvermeidliche Ungenauigkeiten genügend Spielraum vorhanden ist.

Bezeichnet „$h$“ den lotrechten Abstand zwischen Spurpfanne und oberer Angel, „$e$“ den Schwerpunktabstand des

Torflügels vom Drehpunkt und „$G$“ das Gewicht des Torflügels, so ist der Horizontalschub

$$H = G \cdot \frac{e}{h} \cdot \qquad (52)$$

Das obere Scharnier hat den Horizontalzug aufzunehmen, während auf die Spurpfanne das Torgewicht und der Horizontaldruck einwirken. Zu diesen Kräften tritt dann noch der rechtwinklich hierzu wirkende Winddruck.

Eine Hauptbedingung für gute Brauchbarkeit des Tores ist die genügende Standsicherheit der Torpfeiler.

## 3. Umgrenzung des lichten Raumes für Haupt- und vollspurige Nebenbahnen.

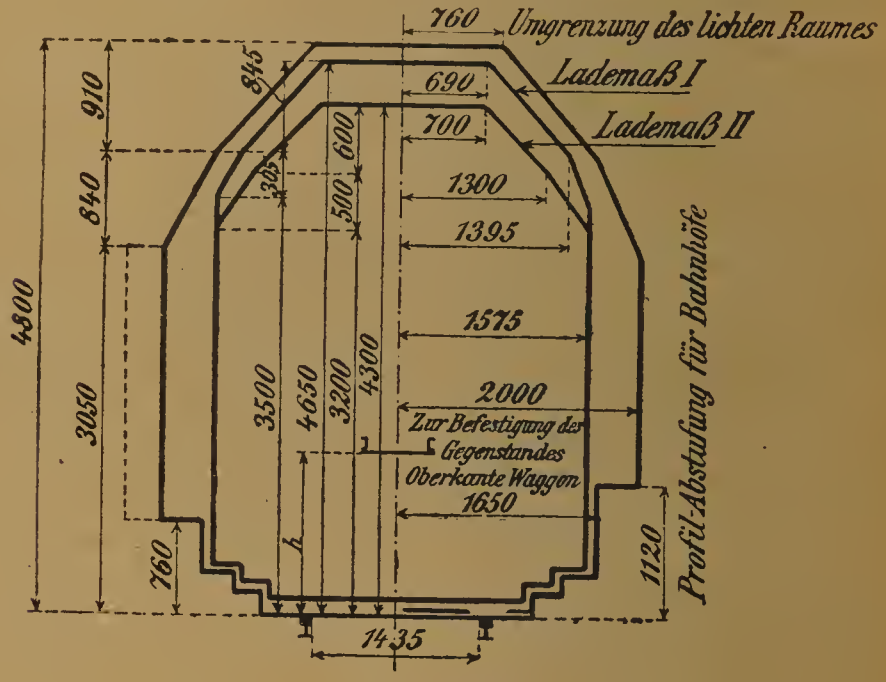



Abb. 141.

Die Höhe „$h$“ von Schienenoberkante bis Oberkante Wagenplattform beträgt bei Rungen- und Plattformwagen 1305 mm, bei Langholzwagen 1590 mm.

Lademaß II gilt im wesentlichen für schweizerische, dänische, luxemburgische, bulgarische und serbische Bahnen.

Beim Verladen langer Gegenstände ist die durch Kurve bedingte Beschränkung der Ladebreite zu beachten.

| Länge des Gegenstandes | 16 | 20 | 23 | 26 | 28 | 31 | 32 m |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Zulässige Ladebreite | 3,1 | 3,0 | 2,9 | 2,8 | 2,7 | 2,6 | 2,5 m |

## XXI. Fenster*).

Scheiben**) von mehr als 50 · 70 cm vermeide man, um die Unterhaltungskosten herabzumindern. In Fabrikgebäuden kommt für größere Scheiben Drahtglas in Betracht. Der Kittfalz wird in der Regel nach außen gelegt. Lüftungsflügel werden als Kipp- Wipp- und Drehflügel angeordnet.

Bei sehr großen Fenstern werden Unterabteile durch Fensterkreuze aus I- oder [-Eisen geschaffen.

In Fachwerkwänden werden die Fenster oft an der Außenseite befestigt, weil einfach und billig. Legt man Wert auf architektonisch gute Wirkung, dann läßt man die Fenster fast um die Wandstärke zurücktreten.

Bei schmiedeeisernen Fenstern bildet man den Rahmen aus L- oder ⅂-Eisen und verwendet bei kleineren Ausführungen Fenstersprosseneisen, bei größeren hochstegige ⊥-Eisen als Sprossen. Die Sprossenkreuzungen werden durch Ausklinkungen, Kröpfungen und Schweißungen hergestellt. Mit der Herstellung schmiedeeiserner Fenster befassen sich viele Spezialfirmen, welche eigene — zum Teil geschützte — Sonderkonstruktionen besitzen.

Gußeiserne Fenster sind verhältnismäßig billig — besonders als Massenartikel (Herdguß) — und gestatten große Freiheit in der Formbildung. Der Widerstand gegen Bruch (beim Transport usw.) ist gering, daher beschränkte Größe der Einzelteile.

## XXII. Freitragende Wellblechdächer.

Das Wellblech dient hier zugleich als Tragkonstruktion und Deckmaterial. Diese Ausführungsart kommt jedoch nur für untergeordnete Fabrikgebäude, Schuppen und provisorische Bauten in Betracht.

---

*) Vgl. auch XXVII, Seitenlicht. S. 120.

**) Bei Fensterglas beträgt die normale Scheibengröße ein Vielfaches von 2 cm, bei Spiegel-, Draht- und Rohglas ein Vielfaches von 3 cm.

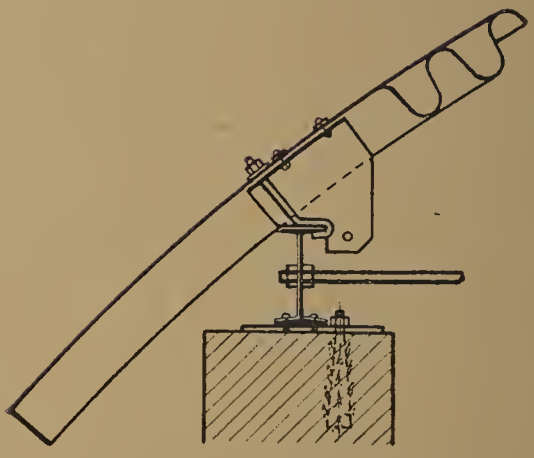


Abb. 142.

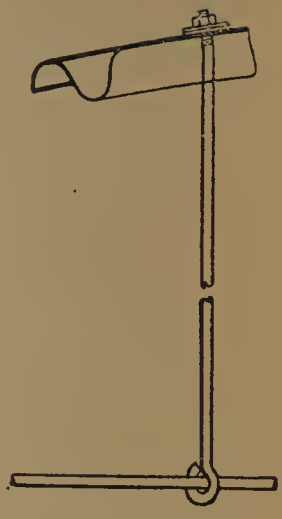


Abb. 144

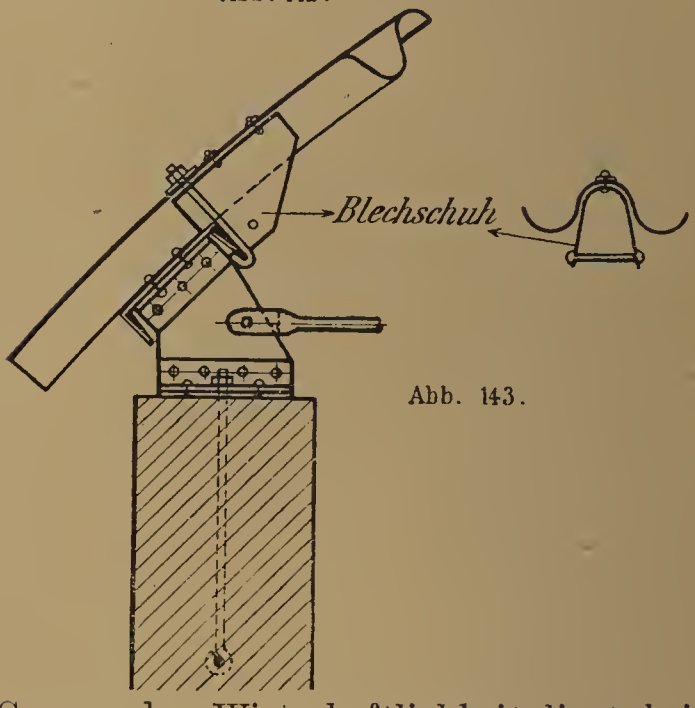



Abb. 143.

Die Grenze der Wirtschaftlichkeit liegt bei etwa 15 m Spannweite für einfache Wellbleche. Es gibt noch Doppel- und Tripel-Wellblech (System Knudson)*), welches für Spannweiten bis etwa 35 m wirtschaftlich ist.

*) „Der Eisenbau“ 1910, Nr. 1 und 1911, Nr. 12.

Als Rostschutz kommt Verzinkung in Frage (1 qm wiegt 1 kg). Die Dächer werden gewöhnlich in Kreisbogenform ausgeführt. Der statische Zusammenhang stellt einen Zweigelenkbogen mit Zugband dar.

In Abständen von 3 bis 4 m ordnet man die Zugstangen an, welche durch dünne Rundeisen (10 ⌀) aufgehängt werden (Abb. 144). Die Auflagerkräfte des Wellblechbogens werden durch Blechschuhe und Hakenschrauben auf die Fußfette übertragen (Abb. 142, 143). Ist die Fußfette fortlaufend durch die Umfassungsmauern unterstützt, so kommt nur der Horizontalschub für die Berechnung in Frage. Sonst hat bei lotrechter Freilage die Berechnung der Fußfette durch Zerlegen der Kräfte nach den Hauptachsen des Fettenquerschnittes zu erfolgen.

Die Vernietung der wagerechten Stöße bildet einen besonders schwachen Punkt. Durch die Nietung muß die Normalkraft und das Biegungsmoment übertragen werden. Eine statisch einwandfreie Stoßausbildung erfordert Nietung im Wellenberg und Wellental; in der Praxis unterläßt man meist die untere Nietung wegen der Gefahr des Wassereindringens, alsdann wird eine verhältnismäßig große Überdeckung nötig*).

Der Nietdurchmesser beträgt je nach der Stärke des Wellbleches 5 bis 8 mm und die Zahl der Nietreihen 3 bis 5, so daß die Überdeckungslänge 10 bis 30 cm beträgt.

### Berechnung für gewölbte Wellblechdächer**).

Die Spannweite $l$ und der Bogenstich $f$ werden in m eingesetzt, $\varphi = \frac{l}{f}$ ist das Pfeilverhältnis. Die Berechnung wird für einen Dachstreifen von 1 m Breite durchgeführt.

*) Dr. H. Nitzsche, Der Wellblechstoß, „Der Eisenbau“ 1914, Nr. 7.

**) Diese Berechnung ist eine Näherung, jedoch genügend genau, weil die Belastungsannahmen, besonders hinsichtlich einseitigen Schneedrucks, sehr roh sind. Aus diesem Grunde würde eine streng genaue Ermittlung eben auch nur eine Annäherung sein.

Der größte Auflagerdruck und Horizontalschub entstehen bei der Totalbelastung $Q_1$; diese beträgt:

$$q_1 = g + s + w = 25 + 75 + 10 = 110 \text{ kg/m}^2 ,$$
$$Q_1 = 110 \cdot l \text{ kg}.$$

Das größte Biegungsmoment erzeugt die einseitige Belastung $Q_2$, welche sich ermittelt zu:

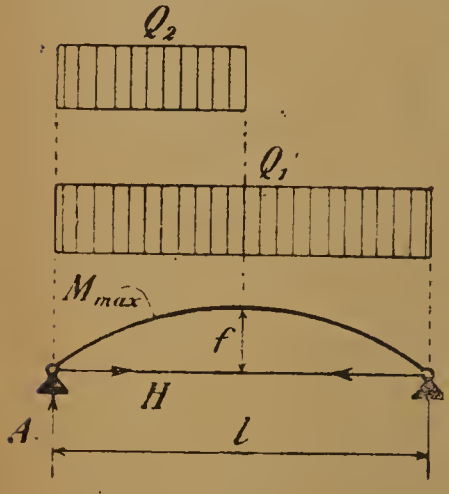



Abb. 145.

$$q_2 = s + w = 75 + 21 = 96 \text{ kg/m}^2,$$
$$Q_2 = 96 \cdot \frac{l}{2} = 48 \cdot l \text{ kg}.$$

Es ist nun

$$\left.\begin{aligned} A_{max} &= {}^1/_2 \cdot Q_1 \\ H_{max} &= Q_1 \cdot \frac{\varphi}{8} \\ M_{max} &= Q_2 \cdot \frac{\varphi \cdot f}{32} \cdot \nu \end{aligned}\right\} \quad (53)$$

Werte für $\nu$

| $\varphi$ | 4,0 | 4,5 | 5,0 | 5,5 | 6,0 | 6,5 | 7,0 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\nu$ | 1,17 | 1,11 | 1,06 | 1.02 | 0,99 | 0,97 | 0,96 |

Beispiel. $l = 15$ m, $f = 2{,}3$ m, $\varphi = \frac{15}{2{,}3} = 6{,}5$, $\nu = 0{,}97$.

Die Belastungen ergeben sich zu:

$Q_1 = 110 \cdot 15 = 1650$ kg, $\quad Q_2 = 48 \cdot 15 = 720$ kg.

Hieraus erhalten wir für 1 m Dachbreite:

$$A_{max} = {}^1/_2 \cdot 1650 = 825 \text{ kg},$$
$$H_{max} = 1650 \frac{6{,}5}{8} = 1340 \text{ kg},$$
$$M_{max} = 720 \frac{6{,}5 \cdot 2{,}3}{32} \cdot 0{,}97 = 326{,}3 \text{ kgm} = 32630 \text{ kgcm}.$$

Wir wählen ein Trägerwellblech im Profil $b \cdot h \cdot d = 100 \cdot 50 \cdot 1^1/_4$ mm mit $W = 24$ cm³ für 1 m Breite.

$$\sigma = \frac{32630}{24} = 1360 \text{ kg/cm}^2 \text{ (zulässig 1400)}.$$

# XXIII. Kranbahnen.

## 1. Kranlaufschienen.

Als Kranlaufschienen kommen besonders gewalzte Schienenprofile oder Hartflachschienen zur Verwendung. Die Nutzbreite des Schienenkopfes ermittelt man nach der Formel:

$$b = \frac{R}{D \cdot k}, \qquad (54)$$

hierbei ist $R$ der Raddruck, $D$ der Raddurchmesser und $k$ die spezifische Pressung zwischen Schiene und Rad ($k =$ 40—60 kg/cm²). Man nimmt folgende Raddurchmesser an:

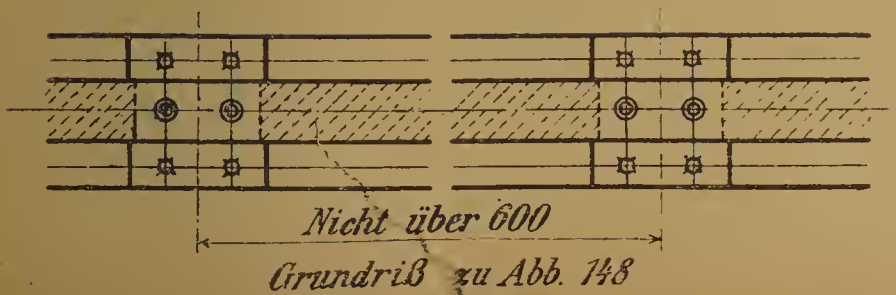
| $R$ in $t$ | 6—10 | 11—17 | 18—26 | 27—38 | 39—53 |
|---|---|---|---|---|---|
| $D$ in cm | 40 | 60 | 80 | 100 | 12[illegible] |

Bei Vierkantschienen muß die Nutzbreite um den [illegible]messer des Befestigungsloches vergrößert werden. U[illegible]

Abb. 146.

Abb. 147.

Abb. 148.




Grundriß zu Abb. 148

Verschleiß herabzumindern, wird bei angestrengten Betrieben (z. B. Stahlwerke) die Kopfbreite um wenigstens 1 cm größer gewählt, als Gl. (54) ergibt.

Die Befestigung der Laufschiene mit der Tragkonstruktion erfolgt auf verschiedene Arten. In der Hauptsache unterscheidet man bleibende und auswechselbare Befestigungen; letztere werden bei angestrengten Betrieben stets gewählt. Abb. 146—148 zeigen verschiedene Befestigungsarten für Vierkant- und Formeisenschienen.

Werden letztere aufgenietet, so können sie auch zum tragen (als Element des damit verbundenen Trägers) mitgerechnet werden; jedoch ist die Nietung entsprechend zu bemessen*) und Schienenverschleiß zu berücksichtigen

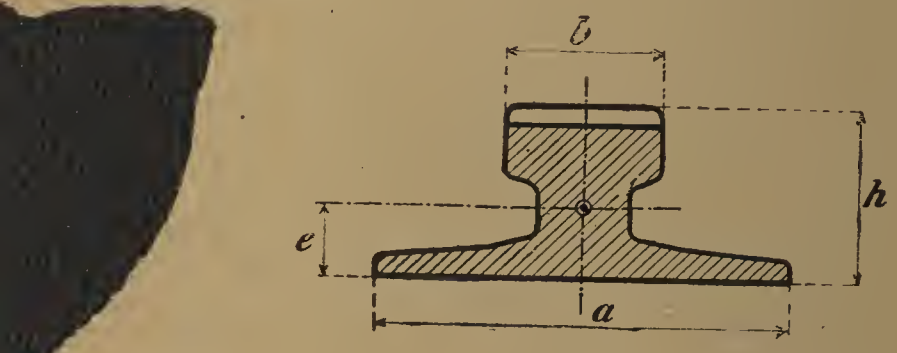



Abb. 149.

| Profil Nr. | Volle Schiene | | | | | | | | | Abgenutzte Schiene | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $a$ mm | $h$ mm | $b$ mm | $F$ cm² | $g$ kg | $e$ cm | $J_x$ cm⁴ | $W_x$ cm³ | $J_y$ cm⁴ | $h'$ mm | $e'$ cm | $F'$ cm² | $J_x'$ cm⁴ |
| 1 | 125 | 55 | 45 | 28,7 | 22,5 | 2,3 | 94 | 29 | 182 | 45 | 1,8 | 24,2 | 54 |
| 2 | 150 | 65 | 55 | 41,1 | 32,2 | 2,7 | 185 | 48 | 329 | 55 | 2,1 | 35,6 | 113 |
| 3 | 175 | 75 | 65 | 55,8 | 43,8 | 3,1 | 329 | 74 | 646 | 65 | 2,5 | 49,3 | 214 |
| 4 | 200 | 85 | 75 | 72,6 | 57 | 3,5 | 523 | 105 | 989 | 75 | 3,0 | 65,1 | 355 |

*) Nach Gl. (6) bzw. (7).

## Kranschiene mit Walzträger vernietet.

$J_x$ und $W_x$ bei abgenutzter Schiene. (Abb. 150.)

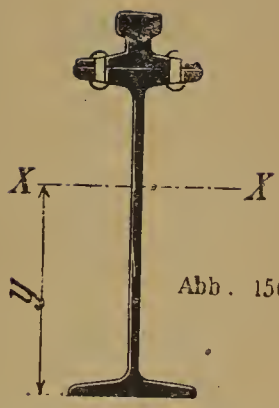


Abb. 150.

| Schiene Nr. | I NP Nr. | $y$ cm | $J_x$ brutto cm⁴ | $W_x$ netto cm³ |
|---|---|---|---|---|
| Nr. 1 Niete 16 Θ | 28 | 18,5 | 11 968 | 610 |
| | 30 | 19,4 | 14 912 | 723 |
| | 32 | 20,2 | 18 412 | 855 |
| | 34 | 21,1 | 22 437 | 997 |
| | 36 | 22,0 | 27 253 | 1159 |
| | 38 | 22,8 | 32 604 | 1336 |
| | 40 | 23,7 | 38 810 | 1531 |
| | 42½ | 24,8 | 47 892 | 1807 |
| | 45 | 25,9 | 58 176 | 2103 |
| | 47½ | 27,1 | 70 290 | 2430 |
| | 50 | 28,2 | 84 113 | 2798 |
| Nr. 2 Niete 16 Θ | 30 | 20,8 | 16 783 | 773 |
| | 32 | 21,7 | 20 624 | 909 |
| | 34 | 22,6 | 25 018 | 1057 |
| | 36 | 23,4 | 30 242 | 1230 |
| | 38 | 24,3 | 36 018 | 1408 |
| Nr. 2 Niete 16 . | 40 | 25,1 | 42 683 | 1614 |
| | 42½ | 26,2 | 52 373 | 1896 |
| | 45 | 27,3 | 63 308 | 2200 |
| | 47½ | 28,4 | 76 118 | 2540 |
| | 50 | 29,5 | 90 679 | 2914 |
| | 55 | 31,7 | 126 022 | 3768 |
| | 60 | 33,9 | 171 244 | 4796 |
| Nr. 3 Niete 20 Θ | 42½ | 27,7 | 57 433 | 1970 |
| | 45 | 28,8 | 69 140 | 2279 |
| | 47½ | 29,8 | 82 777 | 2630 |
| | 50 | 30,9 | 98 219 | 3008 |
| | 55 | 33,1 | 135 428 | 3867 |
| | 60 | 35,3 | 182 780 | 4898 |
| Nr. 4 Niete 23 Θ | 50 | 32,4 | 106 576 | 3122 |
| | 55 | 34,6 | 145 922 | 3993 |
| | 60 | 36,7 | 195 743 | 5044 |

Bei Blechträgern oder bei Fachwerkträgern mit Stegblechobergurt kann die im Steg sitzende Nietung durch den direkten Raddruck überbeansprucht werden, falls das Stehblech, wie sonst üblich, um etwa 3 mm von der Gurtwinkeloberkante zurückspringt. Bei diesen genieteten Gurtungen ist daher die Stegblechoberkante stets zu hobeln und mit der

Gurtwinkeloberkante bündig zu legen, hierdurch wird die Nietung von dem direkten Raddrucke entlastet. Es empfiehlt sich auch, die Niete möglichst groß zu wählen.

## 2. Berechnungsgrundlagen.

### I. Lotrechte Kräfte.

Als erste Grundlage für die Berechnung sind Raddrücke und Radstand des Kranes sowie das geschätzte Eigengewicht der Kranbahn gegeben.

Bei einem Träger auf zwei Stützen erhält man für einen Kran mit gleichen Raddrücken (Abb. 151) die ungünstigste Stellung bei

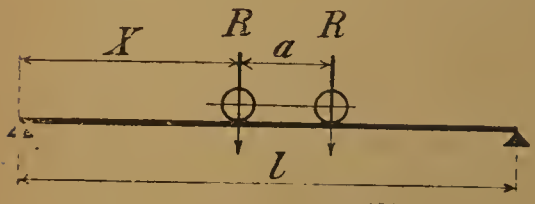


Abb. 151.

$$x = \frac{l}{2} - \frac{a}{4}$$

und das größte Biegungsmoment aus Kranlast zu

$$M_k = \frac{R\,(2\,l - a)^2}{8\,l}. \qquad (55)$$

Diese Ausdrücke gelten für einen Radstand bis zu $a = 0{,}586 \cdot l$. Ist der Radstand größer, so erhält man das größte Moment aus Kranlast zu

$$M = \frac{R \cdot l}{4}.$$

Zu $M_k$ ist noch das Moment aus Eigenlast hinzuzufügen. Sind ungleiche Raddrücke oder mehrere Krane vorhanden, so ermittelt man die ungünstigste Stellung nach folgender Regel (Abb. 152):

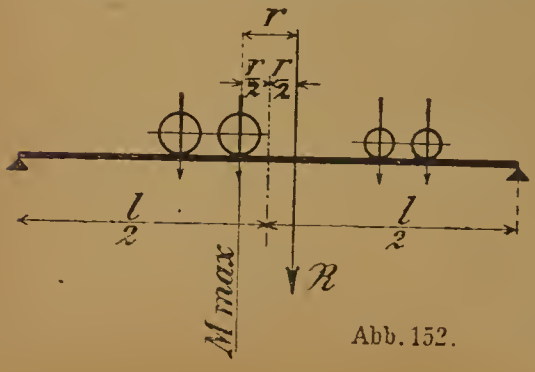


Abb. 152.

Die Trägermitte halbiert den Abstand zwischen der das $M_{max}$ erzeugenden Last und der Mittelkraft $\mathfrak{R}$ aller auf dem Träger befindlichen

Lasten. Das größte Moment entsteht unter derjenigen Last, welche der Mittelkraft am nächsten liegt.

Unmittelbar belastete Obergurte von Fachwerkträgern erhalten außer der Normalkraft noch Biegungsmomente. Die exakte Bestimmung letzterer greift in das Gebiet der Nebenspannungen über, man behilft sich in der Praxis daher mit folgender brauchbaren Näherung:

Ist $\lambda$ die Feldweite des Obergurtes, so ist das größte Biegungsmoment zwischen den Knotenpunkten (ohne Rücksicht auf den Radstand $a$)

$$M = + \frac{R \cdot \lambda}{6}. \qquad (56)$$

Im Knotenpunkt ist bei einem Radstand bis etwa $a = 1{,}2 \cdot \lambda$

$$M = - \frac{R \cdot \lambda}{6} \qquad (57)$$

und bei einem Radstand von $a > 1{,}5 \cdot \lambda$

$$M = - \frac{R \cdot \lambda}{11} \text{ *)}. \qquad (58)$$

Die Beanspruchung ermittelt sich dann zu

$$\sigma = \frac{S}{F} \pm \frac{M}{W}.$$

## II. Quer zur Bahn gerichtete Kräfte.

a) Die Bremskraft der Laufkatze des Kranes. Von den vier Rädern der Katze werden zwei abgebremst. Bei Einführung des Reibungskoeffizienten mit $\mu = 0{,}15$ erhält man die Bremskraft der Katze zu:

$$B = \tfrac{1}{2} (\text{Last} + \text{Katzengewicht}) \cdot 0{,}15. \qquad (56)$$

*) Prof. Dr.-Ing. G. Unold. Beitrag z. Berechnung d. Laufkranobergurte „Der Eisenbau“ 1920, H. 18, S. 321.

b) Schrägzug der Last. Hier wird allgemein angenommen, daß der Horizontalschub $^1/_{10}$ der Last $Q$ beträgt:

$$H = \tfrac{1}{10} \cdot Q. \qquad (57)$$

Von den Horizontalkräften $B$ oder $H$ ist die größere der Berechnung zugrunde zu legen.

c) Winddruck kommt bei im Freien stehenden Kranbahnen in Betracht, es sind hierbei folgende zwei Belastungsfälle zu untersuchen:

1. Kran mit Nutzlast bei einem Winddruck von 50 kg/m²,
2. Kran ohne Nutzlast bei einem Winddruck von 125 bis 150 kg/m².

Als Windangriffsfläche kommen die Ansichtsfläche des Kranbahnträgers und die Stirnfläche des Kranes in Betracht.

III. Horizontalkräfte in der Längsrichtung der Kranbahn.

a) Bremskraft des Kranes. Auf jeder Schiene wird die Hälfte der Räder abgebremst. Bezeichnet $\Sigma R$ die Summe der Raddrücke auf einer Schiene, so ist mit $\mu = 0{,}15$ die Bremskraft

$$B = \tfrac{1}{2} \Sigma R \cdot 0{,}15. \qquad (58)$$

b) Winddruck ist für die unter IIc angeführten beiden Belastungsfälle zu untersuchen. Als Windangriffsfläche kommt die Ansichtsfläche der Langseite des Kranes und die Querschnittsansicht der Kranbahn in Betracht.

### 3. Konstruktion.

Von größter Wichtigkeit ist bei der Kranbahn die seitliche Steifigkeit, durch welche die ständige Innehaltung der Spurweite und somit ein ruhiges Fahren des Kranes gewährleistet wird.

Neben jeder Bahn sei ein Laufsteg von mindestens 0,4 m Nutzbreite angeordnet; wo es angängig ist, muß auch ein Geländer angebracht werden. An jeder Stelle der Bahn muß

der Kran von dem Führer erreicht und verlassen werden können.

Abdeckung des Laufsteges meistens mit Holzbelag, zuweilen auch Riffelblech oder gelochtem Blech, welches dann auch für die horizontale Versteifung dient.

Abb. 153 zeigt den Querschnitt einer Kranbahn. Neben dem Hauptträger ist ein Nebenträger angeordnet, auf welchen sich der Laufsteg stützt. Die Obergurtungen dieser beiden Träger bilden zugleich die Gurtungen des Horizontalträgers, durch welchen die quer gerichteten Kräfte aufgenommen werden.

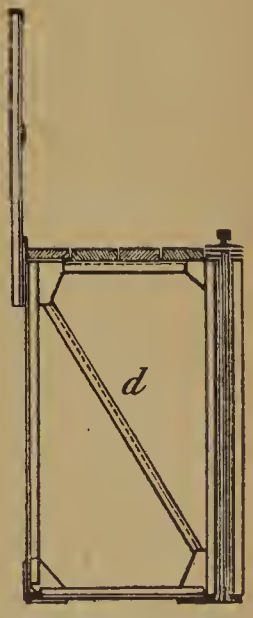


Abb. 153.

Auch die Untergurtungen müssen seitlich gehalten werden, um Ausbiegungen durch Windangriff, angeschlossene Druckstäbe und sonstige Kräfte zu vermeiden. Man nimmt diese quergerichteten Kräfte entweder direkt durch einen unten angebrachten Horizontalverband auf oder man leitet sie durch Diagonalstäbe „*d*“ von den Untergurtknotenpunkten nach dem oben liegenden Horizontalträger hin.

Bei Vollwandträgern ist sinngemäß dieselbe Anordnung auszuführen. Liegen zwei Kranbahnen nebeneinander, so tritt der zweite Hauptträger an Stelle des Nebenträgers. Die Breite des Horizontalträgers beträgt etwa $^1/_{10}$ bis $^1/_{20}$ der Stützweite.

Lange Bahnen — besonders solche im Freien — müssen durch Ausdehnungsfugen in einzelne Gruppen geteilt werden, deren jede für sich mit Längsverband zu versehen ist*). Man nimmt eine Aufstellungstemperatur von $+ 10^0$ an und eine Temperaturschwankung von $\pm 35$, also $- 25^0$ und $+ 45^0$.

*) Es ist schon vorgekommen, daß Bahnen ohne Ausdehnungsfugen bei großer Hitze unbrauchbar wurden, da sie sich infolge verhinderter Ausdehnungsmöglichkeit seitlich ausbogen.

Der Ausdehnungskoeffizient für Flußeisen ist:

$$\beta = 0{,}0000118 \text{ für } 1^0,$$

demnach ist die Ausdehnung für $t$ Grad:

$$\Delta l = \beta \cdot l \cdot t^0. \tag{59}$$

Hiernach läßt sich die Größe der Ausdehnungsfuge bestimmen. Für Werkstatt- und Montageungenauigkeiten wird dann noch ein Zuschlag gemacht.

## XXIV. Gebäude auf unsicherem Baugrund.

Sind Bodensenkungen zu befürchten, so muß das Bauwerk äußerlich statisch bestimmt sein und die Konstruktion so eingerichtet werden, daß eingetretene Bewegungen wieder rückgängig gemacht werden können.

Die übliche Ausführungsart besteht in der Anwendung von Pendelstützen, welche sich oben an einen horizontalen Fachwerkträger lehnen. Querverbände in den Giebelwänden und Verbände zwischen den Stützen in der Längsachse leiten die Horizontalkräfte in die Fundamente*). Die Binderuntergurtungen sind wegen Überleitung der Horizontalkräfte knicksicher auszubilden. Bei kürzeren Hallen kann man die Horizontalträger auch in die Ebene des Binderobergurtes legen, dadurch wird der Raum frei von großen Diagonalen.

Bei mehrschiffigen Hallen wird die mittlere allein standsicher ausgebildet und die anderen lehnen sich an diese an.

Die Verlängerungsmöglichkeit einer solchen Halle muß von vornherein bei der Bemessung des Horizontalträgers vorgesehen werden; ist dieses nicht geschehen, so sind später Absteifungen von außen her nötig.

---

*) Besonders ausgeprägte Beispiele bilden die Kanonenwerkstätten von Krupp in Essen und das große Hellinggerüst von Blohm & Voß in Hamburg.

Eine Anordnung mit beliebiger Verlängerungsmöglichkeit ist in Abb. 156 dargestellt. Hier wird auf den Horizontalträger verzichtet. Einer Reihe Pendelstützen steht eine Reihe unten eingespannter Stützen gegenüber. Letztere dienen zur Aufnahme der quer gerichteten Kräfte, während

*Windträger in der Ebene des Binder-Untergurtes.* *Windträger in der Ebene des Binder-Obergurtes*

Abb. 154.

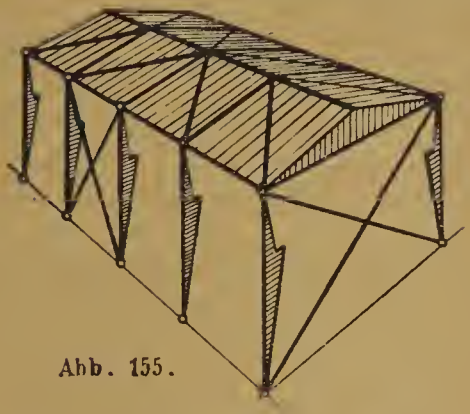


Abb. 155.

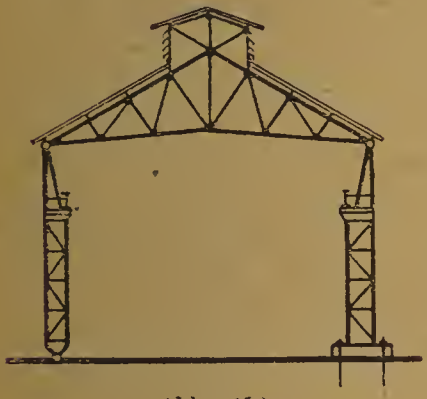


Abb. 156.

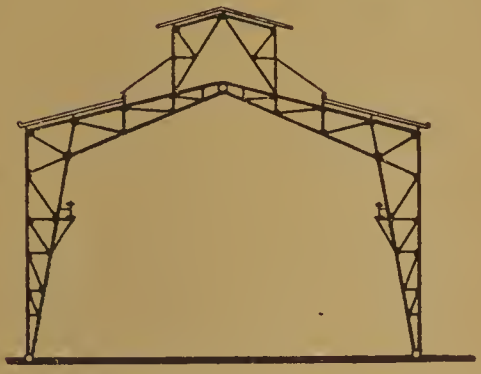


Abb. 157

die Längskräfte durch Längsverbände in die Fundamente geleitet werden.

Wo es die Raumverhältnisse gestatten, ist die Anordnung von Dreigelenkbogenbindern (Abb. 157) für standsichere Hallen mit beliebiger Verlängerungsmöglichkeit ganz vorzüglich geeignet und, je nach Umständen, wirtschaftlicher als die vorerwähnte Anordnung.

Die Anordnung von kontinuierlichen Trägern und anderen äußerlich statisch unbestimmten Tragwerken ist in solchen Hallen zu vermeiden.

## XXV. Gebäude auf sicherem Baugrund.

Je nach Größenverhältnissen kann auch hier eine der vorher erwähnten Anordnungen bezüglich Aufwand von Eisen und Fundamentmauerwerk wirtschaftlich sein. In vielen Fällen ist aber die Anordnung von unten eingespannten Stützen, Zweigelenkbogen usw. die vorteilhaftere, da bei längeren Hallen ein Horizontalträger oft einen beträchtlichen Aufwand an Material, Werkstatt- und Montagelöhnen erfordert.

Vergleichsrechnungen fallen in normalen Fällen meist zugunsten der Anordnung unten eingespannter Stützen aus, da ja durch die Einspannung eine gewisse Entlastung hervorgerufen wird. Die dadurch erzielte Eisenersparnis wirkt trotz der relativ etwas größeren Fundamente (wegen Einspannmomenten) im günstigen Sinne auf die Gesamtkosten ein.

Denn folgerichtigerweise muß die größere Tragkraft sicheren Baugrundes eine Verringerung des Materialaufwandes bewirken. Besonders für Industriebauten stellt die Anordnung mit eingespannten Stützen die gebräuchlichste Ausführungsart dar.

## XXVI. Berechnung von Hallen mit unten eingespannten Stützen.

Die gewöhnliche Verschraubung des aufgesetzten Dachbinders mit der Stütze kann theoretisch als Gelenk betrachtet werden. Vernachlässigt man die Formänderung des Binders, was meist zulässig ist, so erhält man als statischen Zusammenhang den Fall, daß die unten eingespannten Stützen oben durch starre Stangenverbindung zu gemeinsamer Bewegung in horizontaler Richtung gezwungen sind.

Als statisch unbestimmte Größen wählt man die Horizontalkräfte in den Verbindungsstangen. Das Gebilde ist somit so vielfach statisch unbestimmt, als Verbindungsstangen vorhanden sind.

Um die Gleichungen zur Ermittlung der Unbekannten aufzustellen, geht man von folgender Betrachtung aus: Man denke sich den Verbindungsstab zwischen den Stützen durch-

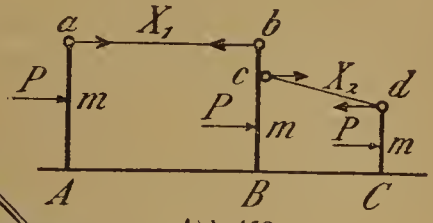



Abb. 158.

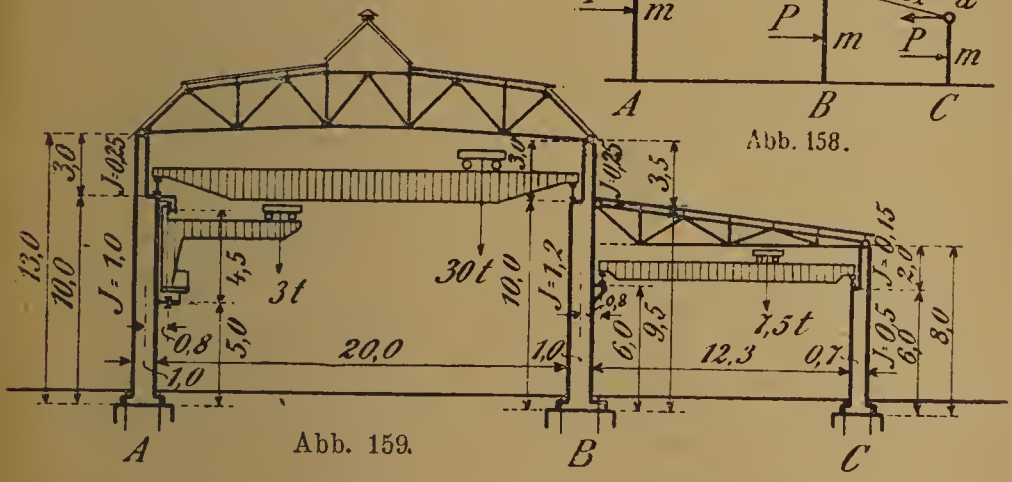



Abb. 159.

geschnitten und bringe an den Schnittstellen die Kraft $X = 1$ als Zugkraft an. Die Gleichungen besagen nun, daß die beiden benachbarten Schnittpunkte die gleiche Verschiebung im gleichen Sinne haben müssen. Rechts drehende Momente werden als positiv, links drehende als negativ bezeichnet.

Wir wählen als Beispiel ein Gebilde nach Abb. 158 und erhalten:

erschiebung des Punktes „$a$“ $\delta_a = X_1 \cdot \delta_{aa} + \delta_{am}$*)

„ „ „ „$b$“ $\delta_b = -X_1 \cdot \delta_{bb} + X_2 \cdot \delta_{bc} + \delta_{bm}$

*) $\delta_{aa}$ = wagerechte Verschiebung des Punktes „$a$“ infolge einer Kraft 1 in „$a$“.
$\delta_{ab}$ = wagerechte Verschiebung des Punktes „$a$“ infolge einer Kraft 1 in „$b$“.
$\delta_{ba} = d_{ab}$ (Maxwellscher Satz).
$\delta_{am}$ = wagerechte Verschiebung des Punktes „a“ infolge einer Last $P$ in „m“.

Verschiebung des Punktes „c“ $\delta_c = -X_1 \cdot \delta_{cb} + X_2 \cdot \delta_{cc} + \delta_{cm}$

„ „ „ „d“ $\delta_d = -X_2 \cdot \delta_{dd} + \delta_{dm}$.

Die beiden Gleichungen lauten:

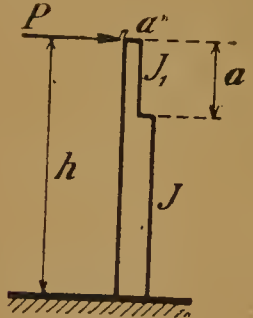
$$1.\ \delta_a = \delta_b\ ,$$
$$2.\ \delta_c = \delta_d\ .$$

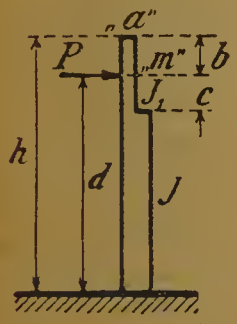
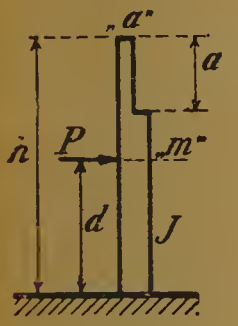
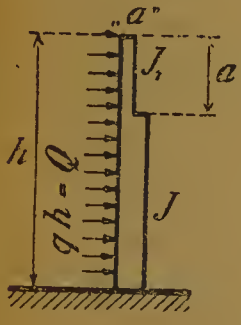
Setzt man hier die vorigen Ausdrücke ein, so erhält man in geordneter Form:

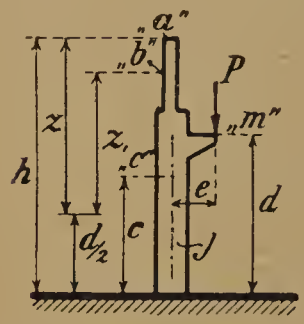
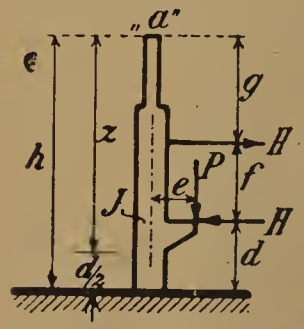
$$1)\ X_1 \cdot (\delta_{aa} + \delta_{bb}) - X_2 \cdot \delta_{cb} = \delta_{bm} - \delta_{am}\ ,$$
$$2)\ -X_1 \cdot \delta_{cb} + X_2 \cdot (\delta_{cc} + \delta_{dd}) = \delta_{dm} - \delta_{cm}\ .$$

Es sind nun die einzelnen Verschiebungen zu ermitteln. Meistens nimmt man hierbei zur Vereinfachung den Stützenquerschnitt über die ganze Höhe konstant an. In vielen Fällen ist der Stützenschaft im oberen Teile abgesetzt, wodurch die Stütze biegsamer wird. Bei Berechnung der Verschiebungen genügt es, nur mit dem Schaftquerschnitt zu rechnen, also z. B. bei Fachwerkstützen den Einfluß der Diagonalen zu vernachlässigen.

Für eine Anzahl häufig vorkommender Fälle sind auf Seite 114—116 die Ausdrücke für die Verschiebungen angegeben. Da die Stützen stets aus dem gleichen Material bestehen, so fällt der Elastizitätsmodul $E$ aus den Gleichungen heraus; für die Trägheitsmomente kommen dann nur Verhältniswerte in Frage.

| Belastungsfall | Hilfswert | Horizontale Verschiebung |
|---|---|---|
|  Abb. 160. | $\omega = \frac{J}{J_1} - 1$ | $E \cdot \delta_{aa} = \frac{P}{3J}(h^3 + a^3 \cdot \omega)$ (60) |

| Belastungsfall | Hilfswert | Horizontale Verschiebung |
|---|---|---|
|  Abb. 161. | | $E \cdot \delta_{am} = \frac{P}{6 \cdot J} \cdot [d^2(2d+3b) + c^2 \cdot \omega\,(2c+3b)]$ (61)<br>gültig für $c = o$ bis $c = a$ |
|  Abb. 162. | $\omega = \frac{J}{J_1} - 1$ | $E \cdot \delta_{am} = \frac{P d^2}{6 J}\left(3h - d\right)$ (62)<br>gültig bis $d = h - a$ |
|  Abb. 163. | | $E \cdot \delta_{am} = \frac{q}{8 J}\left(h^4 + a^4 \cdot \omega\right)$ (63) |

| Belastungsfall | Hilfswert | Horizontale Verschiebung |
|---|---|---|
|  Abb. 164. | $M = P \cdot e$ | $E \cdot \delta_{am} = \frac{M \cdot d \cdot z}{J}$<br>$E \cdot \delta_{bm} = \frac{M \cdot d \cdot z_1}{J}$<br>$E \cdot \delta_{cm} = \frac{M \cdot c^2}{2 \cdot J}$ (64) |
|  Abb. 165. | $M_h = H \cdot f$<br>$M_v = P \cdot e$ | $E \cdot \delta_{am} = \frac{1}{6 \cdot J}\left[M_h \cdot f\left(3g + 2f\right) + 6dz\left(M_h + M_v\right)\right]$ (65) |

Beispiel. In dem Gebäudequerschnitt (Abb. 159) ist das Trägheitsmoment der Stütze $A$ gleich 1 gesetzt, die anderen Trägheitsmomente sind durch die Verhältniszahl $\frac{J_B}{J_A}$, $\frac{J_C}{J_A} \cdots$ ausgedrückt. Zunächst werden die von der Belastung unabhängigen Werte $\delta_{aa}$, $\delta_{bb}$, $\delta_{cc}$, $\delta_{dd}$ und $\delta_{bc}$ ermittelt.

Stütze $A$. $\omega = \frac{1{,}0}{0{,}25} - 1 = 3{,}0$,

$$\delta_{aa} = \frac{1{,}0}{3 \cdot 1{,}0}\left(13{,}0^3 + 3{,}0^3 \cdot 3{,}0\right) = 759.$$

Stütze $B$. $\omega = \frac{1{,}2}{0{,}25} - 1 = 3{,}8$,

$$\delta_{bb} = \frac{1{,}0}{3 \cdot 1{,}2}\left(13{,}0^3 + 3{,}0^3 \cdot 3{,}8\right) = 639.$$

$$\delta_{cc} = \frac{1{,}0 \cdot 9{,}5^3}{3 \cdot 1{,}2} = 238,$$

$$\delta_{bc} = \frac{1{,}0 \cdot 9{,}5^2}{6 \cdot 1{,}2}\left(3 \cdot 13{,}0 - 9\,5\right) = 370.$$

Stütze $C$. $\omega = \frac{0{,}5}{0{,}15} - 1 = 2{,}33$,

$$\delta_{dd} = \frac{1{,}0}{3 \cdot 0{,}5}\left(8{,}0^3 + 2{,}0^3 \cdot 2{,}33\right) = 354.$$

Die Gleichungen lauten nun:

1) $X_1\,(759 + 639) - X_2 \cdot 370 = \delta_{bm} - \delta_{am}$,
2) $-X_1 \cdot 370 + X_2\,(238 + 354) = \delta_{dm} - \delta_{cm}$

und ergeben die Lösungen:

$X_1 = 0{,}000857\,(-\delta_{am} + \delta_{bm}) + 0{,}000536\,(-\delta_{cm} + \delta_{dm})$,
$X_2 = 0{,}000536\,(-\delta_{am} + \delta_{bm}) + 0{,}002024\,(-\delta_{cm} + \delta_{dm})$.

## Einfluß des Winddruckes.

a) Wind in der Richtung auf die Wand $A$.

Mit den in Abb. 166 gegebenen Windlasten erhält man die Verschiebung des Punktes $a'$:

$$\delta_{am} = \frac{0{,}75}{8 \cdot 1{,}0}\left(13{,}0^4 + 3{,}0^4 \cdot 3{,}0\right) + 1{,}7 \cdot 759 = 3990 \quad \text{(vgl. Gl. 60)}$$

und somit

$X_1 = 0{,}000857\,(-3990) = -3{,}42$ t,
$X_2 = 0{,}000536\,(-3990) = -2{,}14$ t;

hieraus entsteht die im Bilde dargestellte Kräfteverteilung.

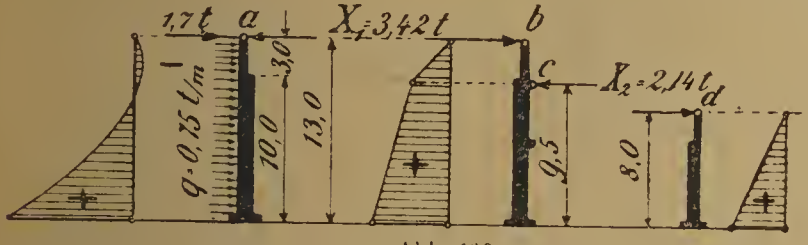



Abb. 166.

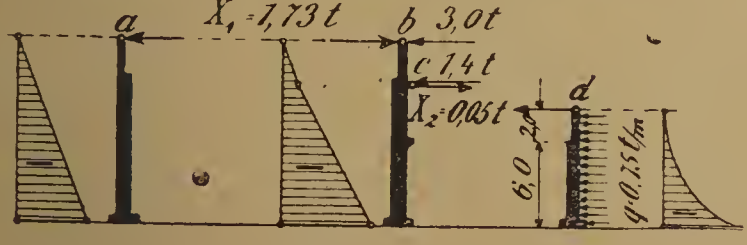



Abb. 167.

b) Wind in der Richtung auf die Wand $C$ bzw. $B$ (Abb. 167). Die Windlasten erzeugen die Verschiebungen:

$$\delta_{bm} = -3{,}0 \cdot 639 - 1{,}4 \cdot 370 = -2435,$$

$$\delta_{cm} = -3{,}0 \cdot 370 - 1{,}4 \frac{9{,}5^3}{3 \cdot 1{,}2} = -1443,$$

$$\delta_{dm} = -\frac{0{,}75}{8 \cdot 0{,}5}\left(8{,}0^4 + 2{,}0^4 \cdot 2{,}33\right) = -775;$$

hiermit erhält man:

$X_1 = 0{,}000857\ (-2435) + 0{,}000536\ (1443 - 775) = -1{,}73$ t,
$X_2 = 0{,}000536\ (-2435) + 0{,}002024\ (1443 - 775) = +0{,}05$ t.

Die Verteilung der Biegungsmomente in den Stützen ist in der Abbildung dargestellt.

## Einfluß des Konsolkranes.

Der Kran erzeugt an der Stütze die Angriffsmomente

$M_h = 6{,}2 \cdot 4{,}5 = 27{,}90$ tm, $M_v = 10{,}4 \cdot 0{,}8 = 8{,}32$ tm,

hierdurch entsteht die Verschiebung (vgl. Gl. 65):

$$\delta_{am} = \frac{1}{6 \cdot 1{,}0}\left[27{,}9 \cdot 4{,}5\left(3 \cdot 3{,}5 + 2 \cdot 4{,}5\right) + 6 \cdot 5{,}0 \cdot 10{,}5\left(27{,}9 + 8{,}32\right)\right] = 2310.$$

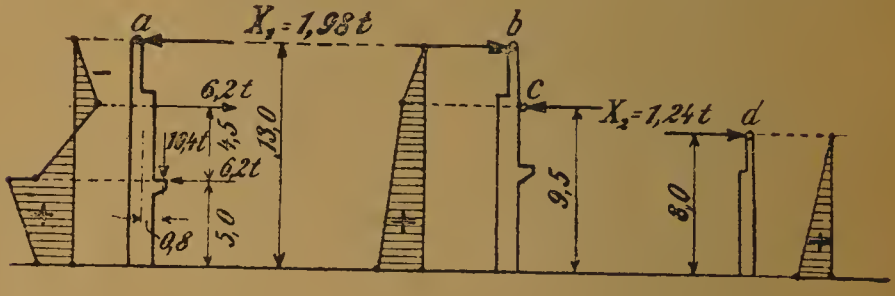



Abb. 168.

An den Binderauflagerstellen wirken somit die Gegenkräfte

$X_1 = 0{,}000857\ (-2310) = -1{,}98$ t,
$X_2 = 0{,}000536\ (-2310) = -1{,}24$ t.

Abb. 168 zeigt, wie sich die Biegungsmomente auf die einzelnen Stützen verteilen.

## Belastung durch die Laufkrane.

a) Größte rechtsdrehende Momente: Dieselben entstehen, wenn die Katzen beider Krane nach links gefahren sind (Abb. 169). Man erhält hierbei die Angriffsmomente:

30 t-Kran: Stütze $A$. $M = 36 \cdot 0{,}5 = +18$ tm,
Stütze $B$. $M = -11 \cdot 0{,}5 = -5{,}5$ tm,
7,5 t-Kran: Stütze $B$. $M = 13 \cdot 0{,}8 = +10{,}4$ tm,
Stütze $C$. $M = -5 \cdot 0{,}35 = -1{,}75$ tm

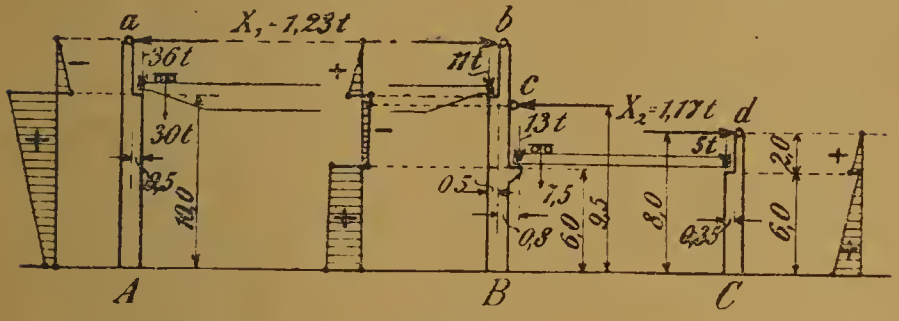



Abb. 169.

und somit die Verschiebungen:

$$\delta_{am} = \frac{18 \cdot 10{,}0 \cdot 8{,}0}{1{,}0} = +1440 \qquad \text{(vgl. Gl. 64)}$$

$$\delta_{bm} = \frac{1}{1{,}2}\left(-5{,}5 \cdot 10{,}0 \cdot 8{,}0 + 10{,}4 \cdot 6{,}0 \cdot 10{,}0\right) = +153 \quad ,, \quad ,, \quad ,,$$

$$\delta_{cm} = \frac{1}{1{,}2}\left(-5{,}5 \cdot 10{,}0 \cdot 4{,}5 + 10{,}4 \cdot 6{,}0 \cdot 6{,}5\right) = +132 \quad ,, \quad ,, \quad ,,$$

$$\delta_{dm} = \frac{1}{0{,}5}\left(-1{,}75 \cdot 6{,}0 \cdot 5{,}0\right) = -105 \quad ,, \quad ,, \quad ,,$$

Die Unbekannten ergeben sich hiermit zu:

$X_1 = 0{,}000857\,(-1440 + 153) + 0{,}000536\,(-132 - 105) = -1{,}23$ t,
$X_2 = 0{,}000536\,(-1440 + 153) + 0{,}002024\,(-132 - 105) = -1{,}17$ t.

b) Größte linksdrehende Momente. Die Katzen beider Krane sind in diesem Falle nach rechts gefahren (Abb. 170).

An den Stützen wirken die Angriffsmomente:

30 t-Kran: Stütze $A$. $M = 11 \cdot 0{,}5 = +5{,}5$ tm,
Stütze B. $M = -36 \cdot 0{,}5 = -18$ tm,
7,5 t-Kran: Stütze $B$. $M = 5 \cdot 0{,}8 = +4{,}0$ tm,
Stütze $C$. $M = -13 \cdot 0{,}35 = -4{,}55$ tm;

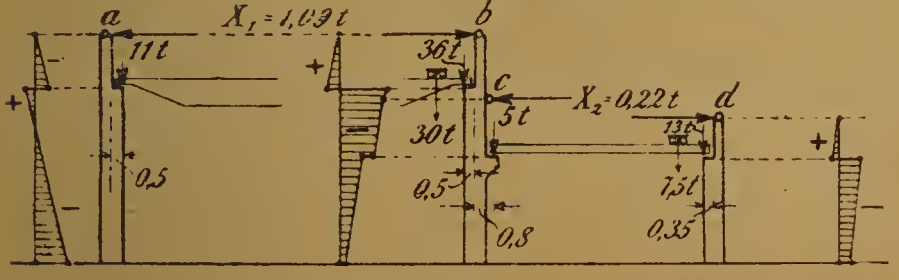



Abb. 170.

hieraus erhält man die Verschiebungen:

$$\delta_{am} = \frac{5{,}5 \cdot 10{,}0 \cdot 8{,}0}{1{,}0} = +440,$$

$$\delta_{bm} = \frac{1}{1{,}2}\left(-18 \cdot 10{,}0 \cdot 8 + 4{,}0 \cdot 6{,}0 \cdot 10{,}0\right) = -1000,$$

$$\delta_{cm} = \frac{1}{1{,}2}\left(-18 \cdot 10{,}0 \cdot 4{,}5 + 4{,}0 \cdot 6{,}0 \cdot 6{,}5\right) = -545,$$

$$\delta_{dm} = \frac{-4{,}55 \cdot 6{,}0 \cdot 5{,}0}{0{,}5} = -273$$

und somit:

$X_1 = 0{,}000857\,(-440-1000) + 0{,}000536\,(545-273) = -1{,}09\,\mathrm{t}$,
$X_2 = 0{,}000536\,(-440-1000) + 0{,}02024\,(545-273) = -0{,}22\,\mathrm{t}$.

Eigengewicht erzeugt bei richtiger Montage keine Horizontalkräfte.

Schneelast ruft im vorliegenden Falle so unbedeutende Horizontalkräfte hervor, daß dieselben vernachlässigt werden können.

Die Normalkräfte und Biegungsmomente in den Stützen sind nun bekannt. In Tabellenform kann dann die übersichtliche Zusammenstellung der ungünstigsten Wirkungen erfolgen.

## XXVII. Belichtung.

Es wird hier nur die Tagesbelichtung durch Seiten- und Oberlicht in Betracht gezogen. Gleichmäßige Belichtung der Räume ist anzustreben.

Seitenlicht allein erfüllt vorstehende Forderung nicht so gut, besonders bei einseitiger Fensteranordnung; daher sind die Fenster möglichst hoch zu wählen. Als kleinste Abmessungen nimmt man 2 m Höhe bei 1,25 m Breite. Bei großen Fenstern geht man bis 3,5 m Breite und unterteilt die Rahmen durch Riegel, so daß jede beliebige Höhe erzielt wird.

Durchlaufende Lichtbänder an Stelle von Fenstern sind für ausgiebige Belichtung sehr geeignet. Sie bestehen nur aus Vertikalsprossen und sind bis 3 m hoch, so daß die Scheiben ohne Unterteilung eingesetzt werden können (Sprossenteilung 0,5 bis 0,6 m). Zur Verglasung wird Rohglas oder auch Drahtglas verwendet.

Oberlicht erfüllt die Forderung gleichmäßiger Belichtung besser als Seitenlicht. Die Glasflächen ordnet man so an, daß Verdunklung durch Schnee oder Schmutz, Ruß u. dgl. möglichst vermieden wird. Daher werden an Orten mit starker Rauchbildung zuweilen die senkrechten Glasflächen bevorzugt.

Jedoch sind die geneigten Glasflächen für den Lichteinfall von besserer Wirkung, daher werden meistens schräge Glasflächen von etwa 30 bis 45° Neigung angeordnet. Gewöhnlich wird die steilere Neigung gewählt — besonders bei ungeheizten Räumen —, damit der Schnee besser abgleitet.

Gebräuchliche Anordnungen sind:

1. Das satteldachförmige Oberlicht im Dachfirst (Abb. 96).
2. Das Mansard-Oberlicht (Abb. 98 und 102).
3. Das Raupen-Oberlicht, welches quer zum First liegt (Abb. 97).
4. Das Shed-Oberlicht (Abb. 94).
5. Die Vereinigung der Anordnung 1. und 2. (Abb. 99 und 159).
6. Die Vereinigung der Anordnung 1. und 3. (Abb. 101).

Die Größe der Lichtflächen schwankt je nach Zweckbestimmung des Raumes; eine bestimmte Angabe läßt sich bei der Verschiedenheit der Anordnungen, Raumhöhe usw. nicht machen. Folgende Werte bieten einen ungefähren Anhaltspunkt.

Es betrage die Glasfläche der Oberlichter in % der Dachgrundfläche bei Lagerräumen etwa 20%, bei Werkstätten, Walzwerkhallen usw. etwa 30—50%, bei feinmechanischen Werkstätten, Montagehallen usw. etwa 50—70%, bei Markthallen, Bahnsteighallen bis 80%.

Die Möglichkeit der Reinigung der Glastafeln ist — besonders bei hohen Gebäuden — stets zu berücksichtigen. Bei Glaswänden sieht man vorspringende Haken zum Ein-

hängen von Leitern vor oder ordnet fahrbare Leitern oder auch leichte Laufstege an.

Die Außenseite der Oberlichter wird vom Dach aus gereinigt. Zum Schutze der Dachhaut werden Bohlen um die Oberlichter herum befestigt, zuweilen ist auch hier die Anordnung von Laufstegen am Platze.

Die Reinigung der Innenseite des Glases geschieht entweder von Laufstegen aus, oder man läßt kleine Putzwagen unter dem Oberlicht entlang fahren.

## XXVIII. Entlüftung.

Beim Entwurf eines Gebäudes beachte man, daß gute Entlüftung der Arbeitsräume von wirtschaftlichem Vorteil ist.

Zweckmäßig kommen selbsttätig wirkende Lüftungsanlagen zur Anwendung, welche in der Hauptsache unbe-

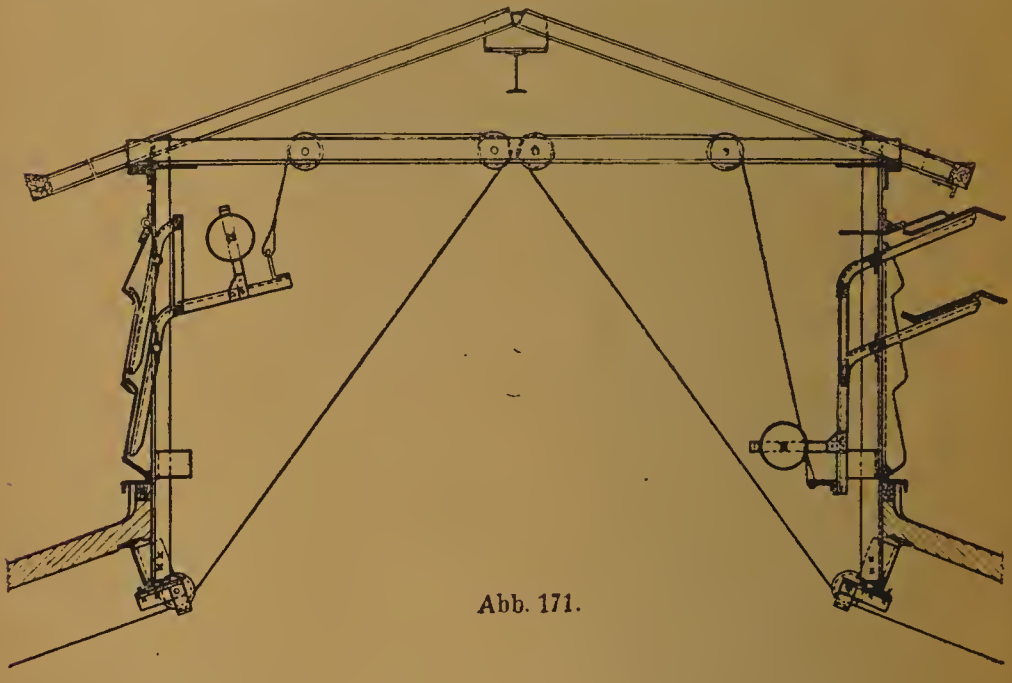


Abb. 171.

dingte Entlüftung bei jeder Windrichtung und Witterung sowie Regensicherheit gewährleisten müssen. In den meisten Fällen ist auch Regulierbarkeit erforderlich.

Dachreiter mit feststehenden Jalousien werden bei Bahnsteighallen; Walzwerkhallen, Ofenhäusern, Kesselhäusern usw. zuweilen noch angewendet. In erster Linie dienen die festen Jalousiebleche (Abb. 173) dazu, den Schlagregen abzuhalten, die Ventilation ist jedoch sehr mangelhaft und funktioniert in geschlossenen Hallen nur, wenn die Innentemperatur höher als die Außentemperatur ist. Der Dach-

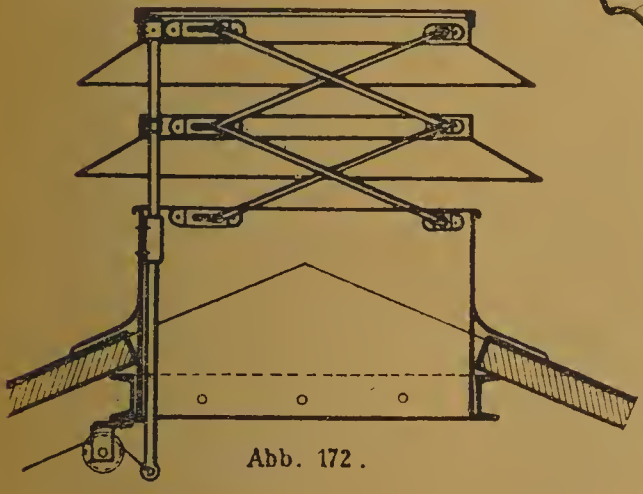


Abb. 172.

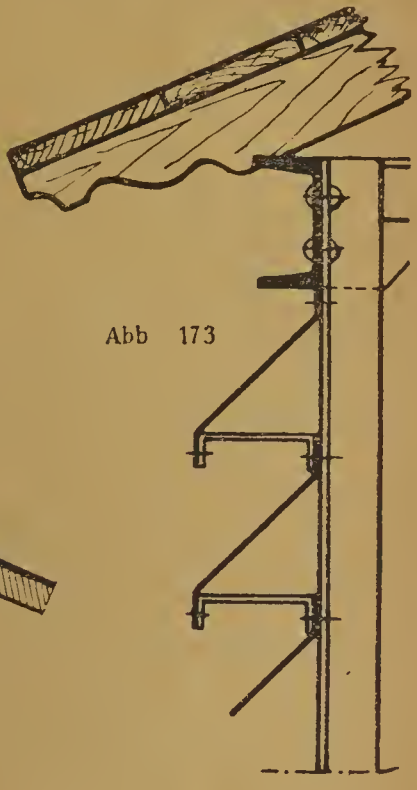


Abb 173

reiter muß möglichst breit gewählt werden, damit durch Wind eine Luftbewegung im Raume erzeugt wird. Da feststehende Jalousien in den meisten Fällen nicht zweckentsprechend sind, so kommen sie jetzt nur noch selten zur Anwendung.

Dachreiter mit verschließbaren Seitenwänden sind für große Anlagen von guter Wirkung. Von den verschiedenen Ausführungsarten seien erwähnt: die beweglichen Jalousien (Abb. 171) und die beweglichen Lüftungsklappen, welche

durch Gestänge gruppenweise miteinander verkuppelt sind. Die Lüftungsklappen werden aus Holz oder Blech ausgeführt und sind entweder um die vertikale oder die horizontale Achse drehbar.

Die rationelle Lüftung erfolgt dann in der Weise, daß die dem Winde zugekehrte Seite geschlossen wird, während die

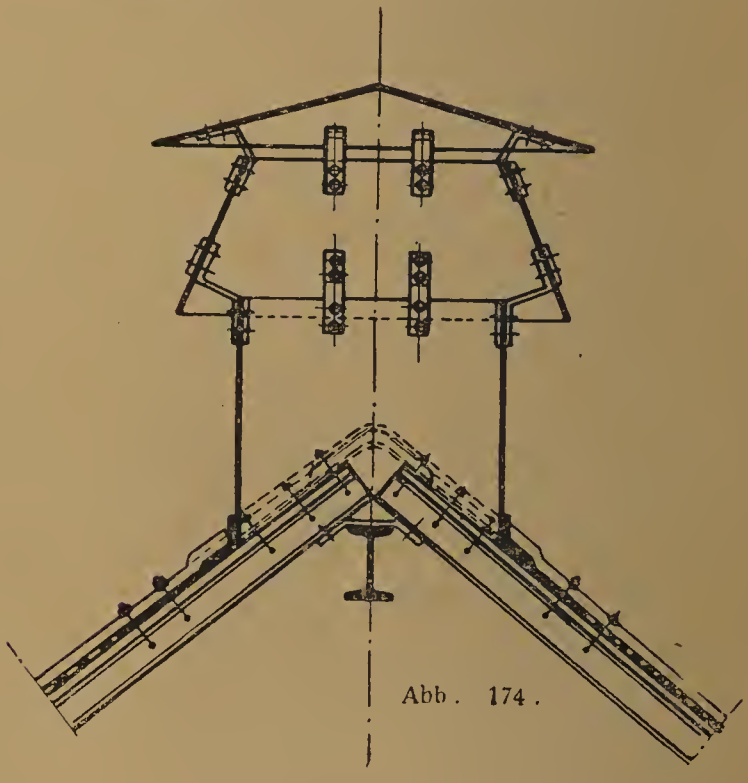


Abb. 174.

leeseitige Wand geöffnet bleibt. Das Vakuum auf der windabgelegenen Seite wirkt nun absaugend.

Entlüftungsaufsätze nach Abb. 174 wirken ebenfalls absaugend; in den Schlot wird gewöhnlich noch eine Klappe zum Verschließen eingebaut. Wird in einem geheizten Raume kein Qualm erzeugt, so führt man den Entlüftungsschlot möglichst tief herab, so daß die obere warme Luft erhalten bleibt und sich nur die Luft in der Atmungszone der Leute erneuert (Abb. 175).

Abb. 172 zeigt einen regulierbaren Entlüfter (System Reiß) mit absaugender Wirkung, der auch völlig verschließbar ist.

Lüftungsflügel in den Fenstern unterstützen den Luftwechsel lebhaft; zweckmäßig werden sie über Kopfhöhe angeordnet, wegen Zugluft.

Für die Bestimmung der Anzahl oder Größe der Entlüfter kann ein bestimmtes Richtmaß nicht gegeben werden, da Zweckbestimmung, Raumverhältnisse, örtliche Lage, Klima usw. viele Kombinationen zulassen. Folgende Angaben bieten einen ungefähren Anhaltspunkt:

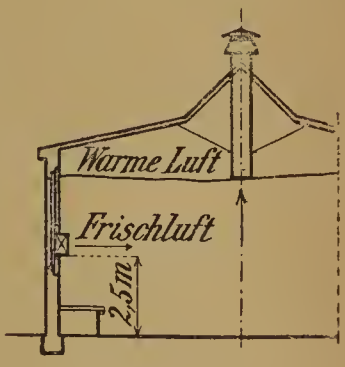


Abb. 175.

Für 100 qm Grundfläche nehme man bei

Werkstatträumen ca. 0,85 qm Entlüfterquerschnitt,
Räumen mit starker Wärmeentwicklung ca. 1,00 qm Entlüfterquerschnitt,
Räumen mit schädlichen Dämpfen ca. 1,65 qm Entlüfterquerschnitt.

# Register.


Abdichtungen 56, 59, 60.
Abfallrohre 59.
Ankerschrauben 39, 43.
Atelier, photographisches 80.
Auflager 24.
Auflagerplatte 20, 25.
Ausdehnungsfuge 109.
Aussteifungswinkel 14.

Balkenträger, besondere Belastungsfälle 21.
Baugrund, Beanspruchung 47.
— sicherer 112.
— unsicherer 110.
Belastungsfälle von Stützen 114—116.
Belastungsfälle von Trägern 21—24.
Belichtung 120.
Betondecken 51.
Betonrinnen 59.
Bindebleche 31, 32, 34.
Blechträger 13.
Bodenbeanspruchungen 47.
Bodensenkungen 110.
Bogendach 77.
Bremskraft 107, 108.
Bretterfußboden 50.

Dachbinder 76.
Dachbinderform 76.
Dacheindeckungen 54.
Dachform 76.
Dachlatten 63.
Dachneigungswinkel 54, 85.
Dachreiter 123.
Dachrinnen 56.
Dachschub 67, 69.
Dachverband 79.
Decken 49.
Deckenfüllstoffe 52.
Deckenputz 53.
Deckenträger 9.
Doppelpappdach 56.
Drahtglas 60.
Drahtputz 53.
Drehtor 96.
Druckstäbe 27.
Durchbiegung 10, 20—23, 72, 73, 114—116.
Durchlaufender Balken 24.

Ebene Stein- und Betondecken 51.
Eingespannte Stützen 37, 112.
Eisenfachwände 90.
Entlüfterquerschnitt 125.
Entlüftung 122.
Entlüftungsaufsätze 124.
Estriche 52.
Eternit 55.
Eulerformel 28, 40.
Exzentrische Knickbelastung 29, 33.

Fachwände 90.
Falzziegeldach 55.
Fenster 99, 120.
Fetten 68.
Firstfette 70.
Frostgrenze 45.
Fundamente 45.
Fußbodenbelag 52.

Gefälle der Dachrinnen 56.
Geländer 88.
Gelenkfetten 73.
Gewächshäuser 82.
Gewölbte Decken 50.
Glasdach 56, 59.
Glasdecke, innere 62.
Glasscheibengröße 59, 60, 99.
Gurtnietung 13, 18.
Gurtplattenlänge 18.
Gurtplattenstoß 17.
Gurtwinkelstoß 17.
Gußeiserne Stützen 39.

Holzbalkendecken 49.
Holzfetten 68.
Holzlatten 63.
Holzsparren 66.
Holzzementdach 56.

Jalousie, bewegliche 123.
— feststehende 123.

Kantenpressung 42, 46.
Kassettenplatten 56, 59.
Kastenrinne 58.
Kehlrinne 58.
Kittlose Verglasung 56, 60.
Kittverglasung 56, 60.
Knicklast 28, 33, 35, 40.
Knicksicherheit 28, 40.
Knickung 28, 40.
Konservationshäuser 84.
Kontinuierlicher Träger 24.
Korbleiter 90.
Kragträger 21.
Kranbahn 103.
Kranlaufschiene 103.
Kulturhäuser 83.
Kupferdach 56.
Kupplungen von Trägern 12.

Lademaß 98.
Lamellenlänge 18.
Lamellenstoß 17.
Längskräfte bei Kranbahnen 108.
Latten 63.
Leitern 89.
Lichtbänder 120.

Lichtfläche, Größe der 121.
Lichtraumprofil 98.
Lochwanddruck 7.
Lüftung 122.
Lüftungsflügel 99, 125.
Lüftungsklappen 123.

Mansarddach 77.
Mastfundamente 47.
Maueranker 26.
Montagestoß 18.
Montageverband 79.

Nebenträger 109.
Nietabstände 8.
Nietdurchmesser 9.
Nietteilung 14.
Nietung der Bindebleche 32, 34.
— der Gurtungen 13.
Nietverbindungen 7.

Obergurt von Kranträgern 105, 107.
Oberlicht 121.

Pappdach 55.
Pfannendach 55.
Pfetten 68.
Photographisches Atelier 80.
Podest 86.
Pultdach 77.
Putz 53.

Querbelasteter Knickstab 29.
Querbelastung der Kranbahn 107.
Querkräfte 18, 32.

Rahmenstab 30, 34.
Reinigung der Lichtflächen 82, 121.
Rinnen 56.
Rinnenhalter 58.
Rohglas 60.

Satteldach 77.
Säulen 27, 112.
Säulenfußplatte 40.
Scherspannung 7.
Schiebetor 96.
Schieferdach 55.
Schlankheitsverhältnis 28, 31.
Schrägzug 108.
Schraubenverbindung 9.
Schwemmsteinfachwand 94.
Seitenlicht 120.
Setzstufen 88.
Sheddach 77.
Sparren 66.
Sparrendach 70.
Sprossenteilung für Glas 59.
— der Leiter 89.
Stehblechstärke 14.
Stehblechstoß 16.
Steifigkeit, seitliche 79, 80, 108.
Steigung der Leitern 89.
— der Treppen 86.
Steindecken 51.
Stufen 86.
Stützen 27, 112.
Stützenfuß 37, 40.
Systembestimmung von Fachwerkbindern 77.

Teerpappdach 55.
Temperaturschwankung 110.
Tetmajerformel 28, 40.
Trägerlagen 9.
Trägheitsmoment 13, 15, 104, 105.
Trägheitsradius 28.
Tragkraft eines Nietes 8.
Trauffette 71.
Traufrinne 58.
Treibhäuser 82.
Treppen 86.
Treppengeländer 88.
Trittstufen 86.
Tunnel-Atelier 82.
Türen, Tore 94.

Universalstoß 18.
Untergurtversteifung von Dachbindern 80.
— von Kranbahnträgern 109.
Unterlagsteine 25.

Ventilation 122.
Verankerung 40.
Vergitterter Stab 31, 36.
Verglasung 56, 59, 60, 99.
Verschiebung 113—116.
Versteifungswinkel 14.
Vierkantschiene 103.

Wangen 88.
Wärme-Ausdehnungskoeffizient 110.
Wellblechdach 56.
— freitragendes 99.
Wellblechstoß 101.
Wellblechwand 94.
Widerstandsmoment, Berechnung 15.
— von Trägern mit aufgenieteter Kranschiene 105.
— von Winkel-Latten 65.
Winddruck auf Kranbahn 108.
Windverband 79.
Winkeleisenlatten 63.
Winkeleisenstoß 17.

Zementfuge 27, 39.
Ziegeldach 54, 55.
Ziegeldecke 51.
Ziegelstein-Fachwand 91.
Zinkdach 56.

V
W
V